



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

**DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE  
UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE  
20 PISOS SITUADO EN ZONA DE ALTO  
RIESGO SÍSMICO**

Treball realitzat per:

**Alfredo Barragán Subía**

Dirigit per:

**Climents Molins Borrel**

Màster en:

**Enginyeria Estructural i de la Construcció**

Barcelona, data

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer a Dios ya que sin Él nada es posible, agradezco por darme unos grandes padres que me han sabido aconsejar en todos los aspectos de mi vida, sobre todo en la toma de la decisión de seguir esta excelente carrera, y apoyarme a poder realizar mi especialización en esta prestigiada Universidad.

A mis padres quienes siempre estuvieron pendientes de mi desarrollo tanto personal como profesional, gracias por siempre guiarme y apoyarme en los momentos felices y difíciles que se han presentado en mi vida; gracias por siempre hacerme ver que hay un gran futuro para mí. De igual manera a mis hermanos por todo lo vivido junto a ellos, por sus consejos y apoyo que me han brindado.

A mis familiares y amigos que han estado pendientes y dándome el apoyo necesario para mi crecimiento profesional.

Y un especial agradecimiento a mi director del proyecto Dr. Climents Molins Borrel, quien, con su conocimiento, confianza, disponibilidad y ayuda hacia mí, me ha sabido guiar en el proceso del desarrollo del mismo y me ha llevado a culminar este excelente proyecto de una forma muy profesional, enseñándome a que siempre hay que tomar un proyecto con responsabilidad, dedicación y profesionalismo.

Así mismo a cada uno de los profesores de esta distinguida Institución, quienes me han brindado sus conocimientos los cuales han sido importantes para mi formación profesional.

## RESUMEN

El presente Trabajo Final de Master (TFM) consiste en el análisis de la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de un edificio real existente en Guayaquil-Ecuador, el cual es un edificio de estructuras con un sistema de pórticos en hormigón armado y muros de corte. Se realiza una breve introducción a los fundamentos de la ingeniería sísmica y a los métodos de diseño sismorresistente más importantes para así poder diseñar la estructura cumpliendo con cada uno de los requerimientos sísmicos una vez diseñados bajos los esfuerzos obtenidos mediante el análisis espectral.

Finalmente, se calcula por medio del Análisis no lineal estático de plastificación progresiva (PUSHOVER) el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura. Por lo que se presta mayor atención al análisis estático no lineal o pushover para verificación de resultados y comprobar la ductilidad y resistencia del edificio.



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Zonificación Sísmica del Ecuador .....	8
Figura 2.- Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración .....	11
Figura 3.- Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño .....	12
Figura 4.- Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño .....	18
Figura 5.- Armado típico de una viga de Hormigón .....	20
Figura 6.- Armado y secciones típicas de columnas .....	20
Figura 7.- Sección típica de una losa alivianada .....	21
Figura 8.-Cimentación superficial - Zapata aislada .....	22
Figura 9.-Conexiones típicas viga-columna .....	23
Figura 10.- (a) Conexiones dentro del plano o viga de acople. (b) Conexión fuera del plano .....	24
Figura 11.-Representación gráfica del cálculo de la curva de capacidad .....	25
Figura 12.-Comparativa entre espectro de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y Sd .....	26
Figura 13.-Comparativa entre espectro de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y Sd .....	27
Figura 14.- Modelo esfuerzo-deformación de una rótula plástica .....	28
Figura 15.- Criterio de aceptación para la deformación de elementos según FEMA. ..	28
Figura 16.-Niveles de desempeño con respecto a espectro de capacidad .....	29
Figura 17.-Modos de vibración de la estructura .....	32
Figura 18.-Patrón de fuerzas laterales adaptativas .....	33
Figura 19: Planta baja arquitectónica .....	34
Figura 20: Primera planta arquitectónica-Parqueo. ....	35
Figura 21: Segunda planta arquitectónica-Parqueo. ....	35
Figura 22: Segunda planta arquitectónica-Parqueo. ....	36
Figura 23: Cuarta a Novena planta arquitectónica – Catorceava y Quinceava Planta arquitectónica. ....	36
Figura 24: Plantas arquitectónicas 10 (10B) – 12 (11B) – 14 (12B) .....	36
Figura 25: Plantas arquitectónicas 11 (10A) – 13 (11A) – 15 (12A) .....	37
Figura 26: Corte a-a paralelo al eje X .....	37
Figura 27: Corte b-b paralelo al eje Y .....	38
Figura 28 Espectro Elástico de Diseño .....	44
Figura 29 Espectro Inelástico de Diseño .....	45
Figura 30.-Carga trapezoidal en losa rectangular .....	49
Figura 31.-Diagrama de curva elástica, marcando las deflexiones de la estructura. ...	59
Figura 32.-Cortantes, Momentos y puntos de deflexión en columnas. ....	59
Figura 33.-Distribución de muros Piso 1 a Piso 3 .....	65
Figura 34.- Distribución de muros Piso 1 a Cubierta .....	65
Figura 35.- Comprobación de elementos estructurales .....	78
Figura 36.- Diagrama de Momentos Pórtico eje C piso 11B .....	80
Figura 37.- Diagrama de Momentos Pórtico eje D piso 6 .....	80
Figura 38.- Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión .....	81
Figura 39.- Área de acero requerido calculado por el programa – Pórtico eje C piso 11B .....	83
Figura 40.- Área de acero requerido calculado por el programa – Pórtico eje D piso 685 .....	85
Figura 41.- Separación de estribos .....	87
Figura 42.-Cortante de diseño para vigas .....	90
Figura 43.- Resumen de Diseño a Cortante – Columna Pórtico C, Piso 11B .....	91
Figura 44.- Resumen General Diseño a Flexión y Cortante – Columna Pórtico C, Piso 11B .....	92

Figura 45.- Resumen de Diseño a Cortante – Columna Pórtico D, Piso 6.....	93
Figura 46.- Resumen General Diseño a Flexión y Cortante – Columna Pórtico D, Piso 6 .....	94
Figura 47.- Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	97
Figura 48.- Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	98
Figura 49.- Resumen de esfuerzos últimos en Columna del Pórtico C, piso 11B .....	101
Figura 50.- Resumen de esfuerzos últimos en Columna del Pórtico D, piso 6 .....	101
Figura 51.- Diagrama de Iteración Adimensional .....	102
Figura 52.- Acero requerido para columnas del Pórtico C .....	103
Figura 53.- Descripción de la Columna a analizar Pórtico C, Piso 11B. ....	104
Figura 54.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico C, Piso 11B ...	104
Figura 55.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico C, Piso 11B ...	104
Figura 56.- Acero requerido para columnas del Pórtico D .....	106
Figura 57.- Descripción de la Columna a analizar Pórtico C, Piso 11B. ....	106
Figura 58.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico D, Piso 6.....	107
Figura 59.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico D, Piso 6.....	107
Figura 60.- Ejemplo de refuerzo transversal en columnas .....	109
Figura 61.- Separación de Estribos .....	110
Figura 62.- Revisión de Capacidad de Columna/ Capacidad de Viga Pórtico C.....	119
Figura 63.- Revisión de 1.2 Capacidad de Viga/ Capacidad de Columna Pórtico C..	120
Figura 64.- Revisión de Capacidad de Columna/ Capacidad de Viga Pórtico D.....	121
Figura 65.- Revisión de 1.2 Capacidad de Viga/ Capacidad de Columna Pórtico D..	122
Figura 66.- Verificación de espesor Muros .....	123
Figura 67.- Distancia de refuerzo longitudinal .....	125
Figura 68.- Valores de Esfuerzos de PP, CM y CV .....	125
Figura 69.- Valores de Vu, Pu y Mu .....	126
Figura 70.- Tamaño de la región de borde donde se requiere acero especial de confinamiento .....	130
Figura 71.- Definición de la carga gravitatoria no lineal.....	138
Figura 72.- Parámetros adicionales de la carga gravitatoria no lineal .....	138
Figura 73.- Definición de la carga lateral PUSH-OVER.....	139
Figura 74.- Parámetros adicionales de la carga lateral no lineal .....	139
Figura 75.- Definición del material de rótula .....	140
Figura 76.- Selección tipo de rótula y Esfuerzos de diseño .....	140
Figura 77.- Ubicación de Rótula plástica automática .....	141
Figura 78.- Características de rótula plástica automática para Vigas .....	142
Figura 79.- Características de rótula plástica automática para Columnas .....	143
Figura 80.- Rótula tipo para Vigas definida por el programa .....	143
Figura 81.- Rótula tipo para Columnas definida por el programa .....	144
Figura 82.- Creación de Muros Confinado (3%) y sin Confinar (0.4%) .....	144
Figura 83.- Detalle de espesor y armado de muro .....	145
Figura 84.- Propiedades de Muro Confinado .....	145
Figura 85.- Formación de Rótula de colapso en viga de Planta 3 .....	147
Figura 86.- Formación de Rótulas en la estructura .....	147
Figura 87.- Curva de Capacidad de la estructura.....	148
Figura 88.- Curva de capacidad con valores de Cortantes.....	149
Figura 89.- Punto de desempeño de la estructura, por el FEMA 440 .....	150

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Cronología de los principales sismos en el Ecuador .....	7
Tabla II.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	8
Tabla III: Clasificación de perfiles de suelo .....	9
Tabla IV Coeficiente Fa de amplificación de suelo en la zona de periodo corto .....	10
Tabla V Coeficiente Fd de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca .....	10
Tabla VI Coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal .....	10
Tabla VII Coeficiente según tipo de edificio .....	14
Tabla VIII Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles .....	15
Tabla IX Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada .....	16
Tabla X Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso .....	17
Tabla XI Niveles de amenaza sísmica .....	27
Tabla XII Síntesis de la filosofía de diseño.....	30
Tabla XIII Relación L/b para comprobar dirección de armado de losa .....	39
Tabla XIV Cálculo de espesor mínimo de losa maciza armada en una dirección.....	40
Tabla XV Cálculo de Peso propio de losa .....	40
Tabla XVI Cálculo peso de paredes de Gypsum.....	40
Tabla XVII Cálculo de Cargas permanentes .....	40
Tabla XVIII Cálculo peso estimado de vigas .....	41
Tabla XIX Cálculo del peso total de carga muerta .....	41
Tabla XX.- Coeficientes de Amplificación.....	43
Tabla XXI T vs. Sa. Espectro Elástico.....	44
Tabla XXII.- Coeficientes para cálculo de Espectro.....	45
Tabla XXIII.- T vs. Sa.....	45
Tabla XXIV.- Carga Sísmica Reactiva. ....	47
Tabla XXV.- Coeficientes obtenidos.....	47
Tabla XXVI.- Valores del Coeficiente k relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .....	48
Tabla XXVII.- Cortante Basal y número de pórticos .....	48
Tabla XXVIII.- Distribución de Fuerza Sísmica Lateral.....	48
Tabla XXIX.- Datos iniciales para cálculo de Carga rectangular equivalente .....	50
Tabla XXX.- Cargas distribuidas .....	50
Tabla XXXI.- Carga distribuida mayorada .....	50
Tabla XXXII.- Cargas Rectangular equivalente .....	50
Tabla XXXIII.- Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección .....	51
Tabla XXXIV.- Momento máximo en el eje Y .....	51
Tabla XXXV.- Momento máximo en el eje X .....	51
Tabla XXXVI.- Momento máximo producido en la viga .....	51
Tabla XXXVII.- Datos para cálculo de cuantía .....	52
Tabla XXXVIII.- Cálculo de cuantías para viga secundaria .....	52
Tabla XXXIX.- Cálculo de Factor de Resistencia a la flexión de viga secundaria.....	53
Tabla XL.- Cálculo de Peralte de viga secundaria.....	53
Tabla XLI.- Factor según la posición de la columna .....	54
Tabla XLII.- Valores de Pesos propios para cálculo de dimensiones de columna .....	54
Tabla XLIII.- Cálculo estimado de peso propio de viga para cálculo de dimensiones de columna.....	54
Tabla XLIV.- Carga muerta y Carga viva para cálculo de dimensiones de columna....	54

Tabla XLV.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Primer piso ...	55
Tabla XLVI.- Cálculo de dimensiones de columnas del Primer piso .....	55
Tabla XLVII.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Cuarto piso .	56
Tabla XLVIII.- Cálculo de dimensiones de columnas del Cuarto piso .....	56
Tabla XLIX.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Octavo piso .	56
Tabla L.- Cálculo de dimensiones de columnas del Octavo piso .....	56
Tabla LI.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Doceavo piso ...	57
Tabla LII.- Cálculo de dimensiones de columnas del Doceavo piso .....	57
Tabla LIII.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Dieciseisavo piso .....	57
Tabla LIV.- Cálculo de dimensiones de columnas del Dieciseisavo piso .....	57
Tabla LV.- Resumen de Dimensiones de columnas por pisos .....	58
Tabla LVI.- Fuerzas Laterales y Cortantes por pisos para cálculo de vigas .....	60
Tabla LVII.- Cargas distribuidas y Momentos en vigas .....	60
Tabla LVIII.- Momentos en vigas, por pisos .....	61
Tabla LIX.- Datos para cálculo de cuantía .....	62
Tabla LX.- Cálculo de cuantías para vigas principales .....	62
Tabla LXI.- Cálculo y verificaciones de dimensiones de vigas principales .....	63
Tabla LXII.- Resumen de dimensiones de vigas principales por pisos .....	63
Tabla LXIII.- Coeficiente de Cortante Basal C .....	68
Tabla LXIV.- Cortantes Estáticos en el eje X .....	71
Tabla LXV.- Cortantes dinámicos en el eje X .....	72
Tabla LXVI.- Cortantes Estáticos en el eje Y .....	73
Tabla LXVII.- Cortantes Dinámicos en el eje Y .....	74
Tabla LXVIII.- Análisis de Derivas en el eje X .....	76
Tabla LXIX.- Análisis de Derivas en el eje Y .....	77
Tabla LXX.- Resumen de Dimensiones definitivas de columnas por pisos .....	78
Tabla LXXI.- Datos de dimensiones y materiales de vigas del Pórtico C – Piso 11B ..	82
Tabla LXXII.- Momentos en vigas del Pórtico C – Piso 11B .....	83
Tabla LXXIII.- Cálculo de Acero de refuerzo a Flexión y Momento resistente vigas del Pórtico C – Piso 11B .....	83
Tabla LXXIV.- Datos de dimensiones y materiales de vigas del Pórtico D –Piso 6 ....	84
Tabla LXXV.- Momentos en vigas del Pórtico D – Piso 6 .....	85
Tabla LXXVI.- Cálculo de Acero de refuerzo a Flexión y Momento resistente vigas del Pórtico D – Piso 6 .....	85
Tabla LXXVII.- Datos de dimensiones y materiales del Pórtico C – Piso 11B .....	87
Tabla LXXVIII.- Separación de estribos en vigas del Pórtico C – Piso 11B .....	88
Tabla LXXIX.- Datos de dimensiones y materiales del Pórtico D – Piso 6 .....	88
Tabla LXXX.- Separación de estribos en vigas del Pórtico D – Piso 6 .....	88
Tabla LXXXI.- Acero mínimo requerido a cortante .....	89
Tabla LXXXII.- Separación máxima y acero mínimo en vigas para Pórticos C y D ....	89
Tabla LXXXIII.- Cálculo de Cortantes y Acero a cortante en vigas para Pórticos C – Piso 11B .....	91
Tabla LXXXIV.- Cálculo de Cortantes y Acero a cortante en vigas para Pórticos D – Piso 6 .....	93
Tabla LXXXV.- Momentos últimos en Vigas del Pórtico C. piso 11B .....	95
Tabla LXXXVI.- Verificación Columna Fuerte-Viga Débil del Pórtico C, piso 11B .....	95
Tabla LXXXVII.- Momentos últimos en Vigas del Pórtico D. piso 6 .....	96
Tabla LXXXVIII.- Verificación Columna Fuerte-Viga Débil del Pórtico D, piso 6 .....	96
Tabla LXXXIX.- Características de Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	98
Tabla XC.- Características de Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	99
Tabla XCI.- Verificación de Requisitos para Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	99
Tabla XCII.- Verificación de Requisitos para Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	100
Tabla XCIII.- Esfuerzos ejercidos en las Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	100

Tabla XCIV.- Esfuerzos ejercidos en las Columnas del Pórtico D, piso 6.....	100
Tabla XCV.- Datos para ingresar al Diagrama de Iteración para la Columna del Pórtico C, Piso 11B.....	102
Tabla XCVI.- Acero longitudinal y cuantía en Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	103
Tabla XCVII.- Datos para ingresar al Diagrama de Iteración para la Columna del Pórtico D, Piso 6 .....	105
Tabla XCVIII.- Acero longitudinal y cuantía en Columnas del Pórtico D, piso 6.....	105
Tabla XCIX.- Longitud Crítica en Columnas del Pórtico C, piso 11B.....	110
Tabla C.- Diámetro de varillas en Columnas del Pórtico C, piso 11B.....	110
Tabla CI.- Separación de estribos en zona confinada en Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	111
Tabla CII.- Separación de estribos fuera de zona confinada en Columnas del Pórtico C, piso 11B.....	111
Tabla CIII.- Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.....	111
Tabla CIV.- Características de Columnas del Pórtico C, piso 11B para cálculo de Refuerzo transversal.....	112
Tabla CV.- Comprobación de Condición a aplicar para cálculo de Refuerzo transversal .....	113
Tabla CVI.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash/bc*s en Columnas del Pórtico C, piso 11B .....	113
Tabla CVII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico C, piso 11B .....	113
Tabla CVIII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico C, piso 11B .....	113
Tabla CIX.- Longitud Crítica en Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	114
Tabla CX.- Diámetro de varillas en Columnas del Pórtico D, piso 6.....	114
Tabla CXI.- Separación de estribos en zona confinada en Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	114
Tabla CXII.- Separación de estribos fuera de zona confinada en Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	115
Tabla CXIII.- Características de Columnas del Pórtico D, piso 6 para cálculo de Refuerzo transversal .....	115
Tabla CXIV.- Comprobación de Condición a aplicar para cálculo de Refuerzo transversal .....	115
Tabla CXV.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash/bc*s en Columnas del Pórtico D, piso 6 .....	115
Tabla CXVI.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico D, piso 6 .....	116
Tabla CXVII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico D, piso 6 .....	116
Tabla CXVIII.- Cálculo de Refuerzo transversal requerido Ast para Columna del Pórtico C, piso 11B.....	117
Tabla CXIX.- Cálculo de Refuerzo transversal requerido Ast para Columna del Pórtico D, piso 6 .....	118
Tabla CXX.- Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.....	134
Tabla CXXI.- Número de pasos y rótulas formadas en la estructura .....	146



# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS.....	II
ÍNDICE DE TABLAS.....	IV
ÍNDICE GENERAL .....	VII
ABREVIATURAS .....	VIII
SIMBOLOGÍA .....	VIII
1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Generalidades .....	1
1.2 Objetivos de la investigación .....	1
1.3 Resultados esperados .....	2
2 MARCO TEORICO .....	3
2.1 Conceptos básicos .....	3
2.2 Peligro Sísmico.....	5
2.3 Sismos en el Ecuador.....	6
2.4 Sistemas Estructurales .....	17
2.5 Analisis Estático No lineal “Pushover”.....	24
3 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	34
3.1 Introducción .....	34
3.2 Descripción de la Estructura .....	34
3.3 Estimación de Cargas.....	39
3.4 Análisis Estructural por Cargas Dinámicas. ....	41
3.5 Determinación del Periodo de Vibración T.....	46
3.6 Determinación del Cortante Basal de Diseño V. ....	46
3.7 Distribución de la Fuerza sísmica lateral.....	47
3.8 Diseño Estructural Preliminar. ....	49
4 ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	66
4.1 Creación del Modelo. ....	66
4.2 Revisión del Modelo. ....	70
4.3 Diseño del Acero de Refuerzo de los elementos estructurales. ....	78
4.4 Diseño de armado de vigas. ....	79
4.5 Comprobación Columna fuerte-Viga débil. ....	94
4.6 Diseño de armado de Columnas.....	97
4.7 Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil. ....	119
4.8 Diseño de armado de Muros de corte.....	123
5 Descripción y Análisis del proceso de Pushover. ....	137
6 Conclusiones. ....	152
7 Bibliografía. ....	155

## ABREVIATURAS

NEC-15	Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
ACI	American Concrete Institute.
MDOF	(Multi Degree of Freedom) Sistema de varios grados de libertad.
PGA	(Peak Ground Acceleration) Aceleración sísmica en el terreno
SDOF	(Single Degree of Freedom) Sistema de un grado de libertad.
NEC-SE-HM	Norma Ecuatoriana de la Construcción sección Hormigón Armado.
NEC-SE-DS	Norma Ecuatoriana de la Construcción sección Peligro Sísmico.

## SIMBOLOGÍA

A	Área.
$A_r$	Área reducida.
$A_{req.}$	Área requerida
$A_{s \min}$	Área de acero mínima
B	Lado mayor del rectángulo.
c	Amortiguamiento efectivo.
cm	Centímetro.
$C_t$	Coeficiente según el sistema estructural.
d	Peralte
De	Diámetro exterior
Di	Diámetro interior
$\Delta$	Desplazamiento en dirección de la dimensión L
$E_c$	Módulo de compresión instantánea del compuesto de goma-acero bajo el nivel específico de carga vertical
$F_a$	Coeficiente de Amplificación en la zona de periodo corto
$f'_c$	Resistencia del hormigón
$F_d$	Coeficiente de Amplificación de las ordenadas del espectro elástico para diseño en roca considerando los efectos en sitio
$F_s$	Coeficiente de amplificación que considera el de los suelos comportamiento no lineal
$f_y$	Esfuerzo de fluencia.
$f_u$	Esfuerzo último.
g	Aceleración de la gravedad
$h_n$	Altura máxima de la edificación medida desde la base
H	Altura
I	Coeficiente de importancia
IP	Índice de plasticidad
K	Coeficiente de rigidez

$K_h$	Rigidez horizontal
$K_{ht}$	Rigidez total del sistema
KPa	Kilo Pascal
Kg/m <sup>2</sup>	Kilogramo sobre metro cuadrado
L	Lado menor del rectángulo
m	Metro
M	Masa total de la estructura
MD	Momento producido por carga muerta
ML	Momento producido por carga viva
ME	Momento debido a sismo
Mu	Momento último.
N	Número de golpes del ensayo SPT
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado
P	Carga axial
PD	Carga axial por carga muerta
PL	Carga axial por carga viva
Pu	Carga axial última
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
$S_a$	Espectro elástico de aceleraciones
$S_d$	Espectro elástico de diseño en desplazamientos
$S_u$	Resistencia al corte no drenado
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura
$T_c$	Período Límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_L$	Espectro elástico de diseño en desplazamientos Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Tn	Periodo de vibración
$\emptyset P, \emptyset E$	Coeficiente de configuración en planta y elevación.
qu	Esfuerzo último.
qd	Esfuerzo debido a carga muerta
ql	Esfuerzo debido a carga viva
$\mu$	Razón de masas
Vs	Velocidad de onda
V	Cortante Basal de Diseño
W	Carga sísmica reactiva



$W_d$	Carga muerta.
$W_l$	Carga viva.
$W_u$	Esfuerzo último.
$Z$	Aceleración máxima en roca para el sismo de diseño

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Generalidades

Debido a que cada año existe un crecimiento poblacional y al mismo tiempo cada vez hay menos espacio en la urbe, esto provoca que haya un aumento en la demanda de la construcción de edificaciones de gran altura. De tal manera se hace énfasis en países de Sudamérica sobre todo en los cuales se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico ya que en estos hay que tener mucho cuidado y consideración al momento de diseñar una edificación. Para esto existen lineamientos y Normas o Códigos de Diseño y Construcción las cuales hay que revisarlas y aplicarlas.

El Ecuador por su ubicación es un país con un alto riesgo sísmico, por lo cual para todo diseño estructural de una edificación debe tomarse en cuenta las Normas adecuadas para un diseño sísmico resistente con el fin de tener un diseño óptimo con el cual salvaguardar las vidas humanas y evitar en su medida el daño de la misma.

De tal manera en el Ecuador para el diseño de edificaciones, el sistema de Hormigón Armado ha sido el más utilizado por muchos años hasta la actualidad, por lo cual durante los últimos años se ha tomado más en cuenta el Sistema de Pórticos de Hormigón Armado Resistente a Momentos con Muros estructurales debido a la gran demanda de edificios de gran altura brindando al edificio mayor rigidez, siendo estos ubicados en sitios convenientes y estratégicos, de tal manera que se pueda garantizar seguridad, calidad y menores costes de construcción.

### 1.2 Objetivos de la investigación

#### 1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural obteniendo los esfuerzos mediante un análisis espectral de un edificio de 20 plantas irregular en elevación y regular en planta, ubicado en una zona de alto riesgo sísmico ( $Z=0,40$ ), para luego realizar su verificación mediante un análisis No lineal - Pushover.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Identificar Normas y Bases de cálculo a aplicarse
- Diseñar y Modelar un edificio de hormigón armado de 20 pisos con Sistema de Pórticos de Hormigón Armado Resistente a Momentos con Muros estructurales.
- Observar el comportamiento de la estructura ante un sismo.
- Aplicación del Método de Pushover para análisis sismo resistente de la edificación.
- Comparación de resultados del diseño con la capacidad obtenida en el Pushover.

### 1.3 Resultados esperados

En el presente Trabajo de fin de Máster se analiza una edificación de 20 pisos realizando dos métodos, el análisis modal y el análisis de capacidad espectral aplicando pushover; con los resultados obtenidos mediante el primer análisis donde se aplicará la amenaza sísmica de la zona en donde se ubica la estructura, se pretenderá llegar al diseño óptimo de la estructura de modo que cumpla con todos los requisitos de diseño dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 y la Norma Americana ACI 318S-14, entre ellos comparar con los valores de deriva de entre piso permitido.

El análisis de capacidad espectral se basa en la comparación de la demanda sísmica (espectros de respuestas) y la capacidad estructural (curvas de capacidad), este análisis nos permite calcular curvas de probabilidad de daños las cuales nos permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Los procedimientos de aplicación y desarrollo de cada uno de los métodos, además de los resultados obtenidos se irán mostrando a lo largo del presente trabajo.

# CAPÍTULO 2

## 2 MARCO TEORICO

### 2.1 Conceptos básicos

A continuación, se presentan conceptos básicos e importantes a tomar en cuenta al momento de un análisis o un diseño sismo resistente, tomando como guía la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), Norma que rige actualmente en los diseños estructurales en Ecuador.

#### **Altura de piso**

Es la distancia vertical medida el nivel del terreno hasta el nivel de losa terminada del piso inmediatamente superior.

#### **Acelerogramas**

Es un registro cronológico de aceleraciones durante un sismo en el que se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

Nivel en el que se considera que la acción sísmica afecta a la estructura.

Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

#### **Base de la Estructura**

Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

#### **Coeficiente de importancia**

Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación

#### **Cortante basal de diseño**

Fuerza total de diseño debido a cargas laterales debido a la acción de un sismo de diseño, aplicada en la base de la estructura

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

Desplazamiento lateral relativo de un piso por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

#### **Ductilidad global**

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica

#### **Ductilidad local**

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

**Estructuras esenciales**

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias

**Espectro de respuesta para diseño**

Puede representarse a través de un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Este espectro de diseño es de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

**Nivel de seguridad de vida (sismo de diseño)**

Busca proteger la vida de los ocupantes de una estructura ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

**Nivel de prevención de colapso (sismo extremo)**

Impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

**Peligrosidad sísmica (peligro sísmico)**

Probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

**Período de vibración**

Es el tiempo transcurrido para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

**Período de vibración fundamental**

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés

**Resistencia lateral del piso**

Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

**Respuesta elástica**

Parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

**Sismo de diseño**

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

**Z (factor)**

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

**Muro estructural**

Los muros de corte o muros estructurales son paredes de hormigón armado el cual proporciona mayor rigidez a la estructura, en especial donde se encuentra su mayor dimensión, este sirve para mitigar los efectos del sismo.

**Pórtico especial sismo resistente con muros estructurales (sistemas duales)**

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistente (vigas y columnas) como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas.

Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección.

**2.2 Peligro Sísmico**

El peligro sísmico o peligrosidad sísmica hace referencia a la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos en un periodo de tiempo determinado.

Para tener conocimiento de aquello es importante e indispensable conocer la sismicidad de la zona donde se encontrará la edificación ya que sin esto no se podría obtener una buena estimación de los riesgos que podrían presentarse y por lo tanto no se podrían realizar medidas de prevención eficaces.

El peligro sísmico depende de la localización en el país ya que esta varía dependiendo del sector o zona en la que se encuentre, como en la Costa, Sierra u Oriente. De tal manera que el peligro sísmico de cada una de estas zonas puede ser estimada por la actividad sísmica que se ha generado en ellas a través de los años, sin embargo, por medio de estudios y experiencias se ha comprobado que las zonas que sufren de mayor riesgo sísmico son aquellas de moderada sismicidad o en aquellas donde hace falta liberación de energía. Este tipo de zonas son conocidas como “gaps sísmicos”, el cual es el caso de Ecuador, según investigaciones realizadas por la Universidad de Arizona y del Instituto de Física de la Tierra de París.

Por este motivo al pasar de los años se ha reflexionado sobre el riesgo sísmico en el que se encuentra expuesto el Ecuador, el cual se vuelve más peligroso cuando este ocurre cerca de un centro urbano; de tal manera que gracias al crecimiento poblacional, se ha generado la construcción de edificios de gran altura para los cuales se ha tenido que tener una mayor preparación y avances en cuanto a los diseños y sistemas constructivos para que estos sean capaces de resistir un evento sísmico, cosa que hace pocos años atrás no se daba ya que con los últimos eventos sísmicos ocurridos, se ha tenido pérdidas materiales y de vidas humanas.

## 2.3 Sismos en el Ecuador

Ciertos países de Sudamérica como lo son Perú, Chile, Colombia y Ecuador, están sometidos a un fenómeno tectónico denominado subducción de placas (producida por la Placa de Nazca y Placa de Sudamérica). En términos generales el proceso subductivo es el que genera tanto la actividad volcánica como la sísmica, siendo esta última la de nuestro interés.

Según estudios realizados se ha determinado que en la Costa Sur del Pacífico, de América del Sur existe actividad tectónica variable en función de las características de la subducción de la Placa Nazca. Así mismo, se ha establecido que en Chile y Perú la Placa Nazca tiene una fuerte pendiente de subducción por lo que genera abundantes sismos que pueden llegar a tener altas intensidades.

De tal manera, ya que el Ecuador también se encuentra sometido a este fenómeno de subducción y se tiene condiciones sísmicas considerables, éstas deben siempre tomarse en cuenta al momento de realizar un diseño estructural y en particular para las edificaciones.

Debido a que el Ecuador ha sufrido sismos de gran magnitud dentro de la última década, los cuales han dejado desastres y muchas pérdidas, este ha pasado a ser un factor muy importante a tomar en cuenta por parte de los diseñadores para realizar un diseño óptimo de una edificación o estructura en general, para así garantizar y salvaguardar las vidas humanas y pérdidas totales.

Es por esto que es de gran importancia evaluar el peligro sísmico que sufre el Ecuador, por lo que es conveniente recopilar toda la información necesaria de todos los eventos sísmicos ocurridos durante la historia del Ecuador; tener registro sobre los niveles de intensidad y magnitud, que regiones están más propensas a sufrir un sismo leve y cuales sismos mayores, y en que épocas del año se registran mayores ocurrencias.

En el Ecuador ocurrió uno de los sismos más fuertes de la historia, ubicándose en séptimo lugar de los mayores sismos registrados en todo el mundo. El terremoto ocurrió el 31 de Enero de 1906 en Esmeraldas el cual tuvo una magnitud de 8,8 grados en la escala de Richter y IX en la escala de Mercalli, según los registros del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, dejando grandes pérdidas mortales. Recientemente en Abril del 2016 ocurrió un terremoto con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes del cantón Pedernales, en la provincia de Manabí, tuvo una magnitud de 7,8 en la escala de Richter, dejando destrozado el cantón con pérdidas materiales y mortales.

En la siguiente tabla se presentan los mayores sismos registrados en el Ecuador:

Tabla I Cronología de los principales sismos en el Ecuador

ZONA	FECHA	UBICACIÓN	INTENSIDAD	MAGNITUD
<b>Esmeraldas</b>	31/01/1906	1,00 N 81,50 W	IX	8,8
<b>Chimborazo, Bolívar</b>	23/09/1911	1,70 S 78,9 W	VIII	-
<b>Loja, Azuay</b>	23/02/1913	4,00 S 79,40 W	VIII	6,1
<b>Pichincha, Cotopaxi</b>	03/05/1914	0,50 S 78,48 W	VIII	5,8
<b>Pichincha</b>	05/02/1923	0,50 S 78,50 W	VIII	6,3
<b>Carchi</b>	16/12/1923	0,90 N 77,80 W	VIII	4,0
<b>Carchi</b>	18/12/1926	0,80 N 77,90 W	VIII	-
<b>Pichincha</b>	25/07/1929	0,40 S 78,55 W	VIII	6,3
<b>Pichincha</b>	10/08/1938	0,30 S 78,40 W	VIII	6,3
<b>Manabí, Guayas, Bolívar</b>	14/05/1942	0,01 N 80,12 W	IX	7,9
<b>Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi</b>	05/08/1949	1,25 S 78,37 W	X	6,8
<b>Loja</b>	12/12/1953	3,40 S 80,60 W	VIII	7,3
<b>Pichincha, Imbabura</b>	20/07/1955	0,20 N 78,40 W	VIII	6,0
<b>Esmeraldas</b>	19/01/1958	1,22 N 79,37 W	VIII	7,8
<b>Chimborazo</b>	08/04/1961	2,20 S 78,90 W	VIII	6,1
<b>Manabí</b>	19/05/1964	0,84 N 80,29 W	VIII	6,0
<b>Loja, El Oro, Azuay</b>	10/12/1970	3,79 S 80,66 W	IX	7,6
<b>Esmeraldas</b>	09/04/1976	0,78 N 79,80 W	IX	6,7
<b>Napo, Sucumbíos, Imbabura</b>	06/03/1987	0,87 S 77,14 W	VIII	6,9
<b>Morona Santiago</b>	02/10/1995	2,79 S 77, 97 W	VIII	6,5
<b>Manabí</b>	04/08/1998	0,55 S 80,53 W	VIII	7,2
<b>Manabí, Pedernales</b>	16/04/2016	0,37 S 78,32 W	VIII	7,8

Fuente: (Instituto Geofísico)

Conociendo los eventos sísmicos que se han realizado en el Ecuador a lo largo de los años, hay que considerar a este tipo de evento como un factor muy importante al cual hay que tener soluciones y alternativas estructurales adecuadas para poder mitigar su efecto y los desastres que este puede provocar.

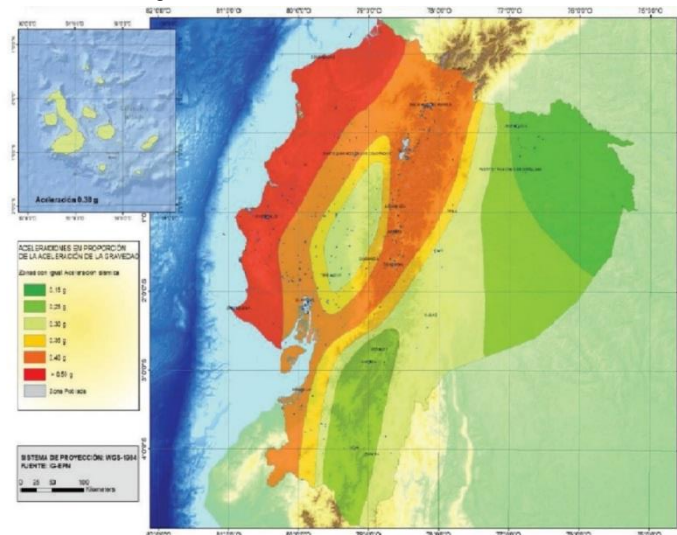
En la actualidad en el país existe una gran cantidad de edificaciones o estructuras antiguas las cuales son vulnerables ante un sismo de gran magnitud, ya que hace años atrás no se tenía tanto énfasis a este tema, además estas construcciones tienen un factor común el cual es la economía, por lo que trataban de realizar edificaciones con bajos costes pero que a su vez no cumplen con los parámetros o normas respectivas de diseño y construcción.

En el código ecuatoriano de la construcción se ha planteado una clasificación de las zonas sísmicas en las cuales se ha hecho también la determinación de las aceleraciones sísmicas probables.



### 2.3.1 Zonificación sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Figura 1.- Zonificación Sísmica del Ecuador



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años) que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI..

En general todo el territorio ecuatoriano está catalogado como zona con alta amenaza sísmica, pero como se puede observar en la figura adjunta, el Nororiente se encuentra dentro de una amenaza sísmica intermedia y por otro lado está el Litoral ecuatoriano el cual está dentro de una zona que presenta una amenaza sísmica muy alta, esta es la zona que representa mayor peligrosidad sísmica; todo esto en base a la aceleración sísmica en roca de las respectivas regiones.

En la NEC-15 se establecen seis zonas de peligrosidad sísmica con sus respectivos factores, tal como indica la tabla 2 a continuación.

Tabla II.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.3.2 Geología local

La NEC-15 define seis tipos de perfiles de suelo (A,B,C,D,E,F), los mismos que se presentan en la tabla 3. Según la NEC los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m por encima del perfil en cuestión excepto para el perfil tipo F en el que se aplican otros criterios como los expuestos en la sección 10.5.4 de la misma norma. Estos parámetros están mostrados en dicha tabla en la columna de definición.

Tabla III: Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$ $S_u \geq 100$ KPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15,0$ $100$ KPa $> S_u \geq 50$ KPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cimentados, etc.	
	F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30 m)	
	F5-Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte	
	F6-Rellenos colocados sin control ingenieril	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

#### 2.3.2.1 Coeficientes de perfil del suelo o Factores de sitio

También llamados Coeficientes de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo, son aquellos que permiten amplificar las ordenadas del espectro elástico de acuerdo al tipo de suelo y la zona sísmica.

La NEC-15, en su Capítulo 3, define a estos valores y los presenta como  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  que como se mencionó anteriormente, verían según el tipo de suelo tal como lo muestran las siguientes tablas.

Tabla IV Coeficiente  $F_a$  de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 50$
<b>A</b>	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1,4	1,13	1,25	1,23	1,2	1,18
<b>D</b>	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
<b>E</b>	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla V Coeficiente  $F_d$  de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 50$
<b>A</b>	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
<b>D</b>	1,62	1,45	1,36	1,2	1,19	1,11
<b>E</b>	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla VI Coeficiente  $F_s$ , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 50$
<b>A</b>	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>B</b>	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>C</b>	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
<b>D</b>	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
<b>E</b>	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.3.2.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

La NEC-15 establece las siguientes ecuaciones para obtener el espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, el mismo que obedece a una fracción de amortiguamiento del 5% respecto al crítico.

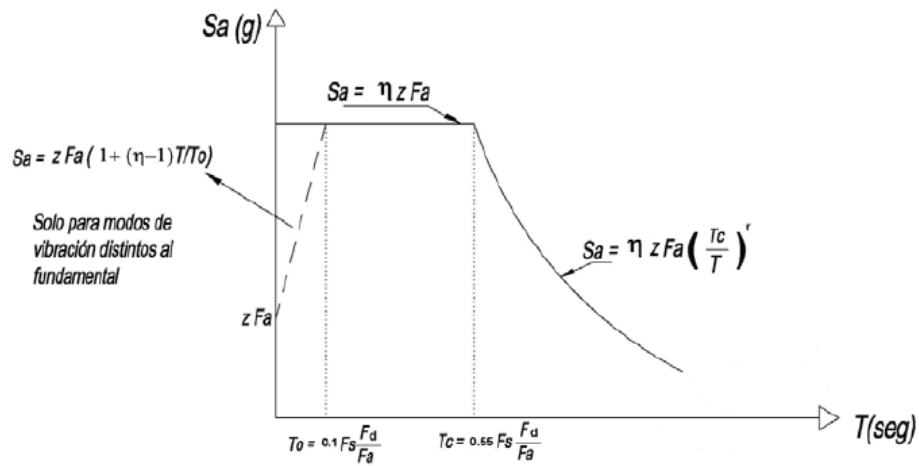


Figura 2.- Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$S_a = zFa \left( 1 + \frac{(n-1)T}{T_0} \right) \quad \text{para } 0 \leq T_0 \quad (2.1)$$

$$S_a = \eta zFa \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.2)$$

$$S_a = \eta zFa \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (2.3)$$

Dónde:

$r$  Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$  para tipo de suelo E.

Así mismo, se definen los valores de  $\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el Valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA) para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1.80$  Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$  Provincias del Oriente

En cuanto a los periodos límites  $T_o$ ,  $T_c$  y  $T_L$

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2.4)$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2.5)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (2.6)$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

### 2.3.2.3 Espectro elástico horizontal de diseño en desplazamientos

La NEC-15 establece las siguientes ecuaciones para obtener el espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$ , definido a partir del espectro de aceleraciones.

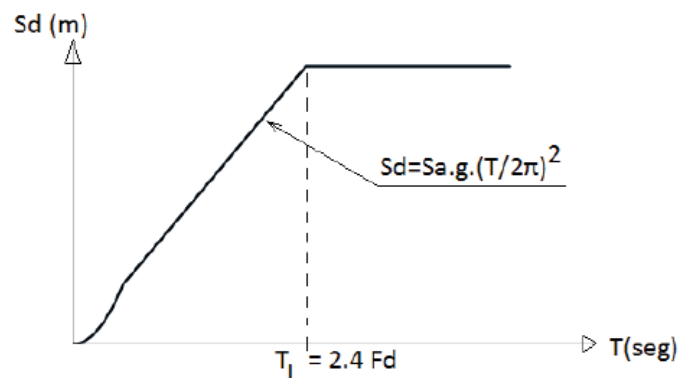


Figura 3.- Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$S_d = S_a (g) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (2.7)$$

$$S_d = S_a (g) \cdot \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (2.8)$$

Donde:

$g$  Aceleración de la gravedad

$S_d$  Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos que depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

### 2.3.2.4 Cortante Basal de diseño V.

Según Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015) el cortante basal V aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará de la siguiente manera:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad (2.9)$$

Donde:

Sa	Espectro de diseño en aceleración
$\phi_P$ y $\phi_E$	Coeficientes de configuración en planta y elevación
I	Coeficiente de importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
W	Carga sísmica reactiva

### 2.3.2.5 Carga sísmica reactiva W.

Según Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015) en su capítulo 6.1.7, se indica que la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y se indican dos casos:

#### Caso general

$$W = D \quad (2.10)$$

Donde:

D	Carga muerta total de la estructura
---	-------------------------------------

#### Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.25L_i \quad (2.11)$$

Donde:

D	Carga muerta total de la estructura
L <sub>i</sub>	Carga viva del piso i

### 2.3.2.6 Periodo de vibración T.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015) indica que el valor del período de vibración aproximativo de la estructura T, es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la

estructura y realizar su dimensionamiento y será estimado a partir de uno de los 2 métodos que indica la Norma, los cuales serán descritos a continuación:

### Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (2.12)$$

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Estos coeficientes están dados por la siguiente tabla.

Tabla VII Coeficiente según tipo de edificio

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### Método 2

Según La Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015) El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (2.13)$$

Dónde:

- fi Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i, de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.
- $\delta_i$  Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$
- wi Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)
- peso: w / cargas: W

### 2.3.2.7 Ductilidad y factor de reducción de resistencia R.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015) menciona que el factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura
- tipo de suelo
- período de vibración considerado
- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

Los valores del factor R se indican en la siguiente tabla:

Tabla VIII Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8



Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla IX Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.3.2.8 Derivas de piso $\Delta$ .

Se deberá realizar un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso, se deberá comprobar que la estructura presenta deformaciones inelásticas controlables cumpliendo con los valores máximos establecidos en La Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2015), estas han sido establecidas considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas para el diseño, siendo estas las siguientes:

- 0.5  $l_g$  para vigas
- 0.8  $l_g$  para columnas
- 0.6  $l_g$  para muros estructurales

La deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad (2.14)$$

Dónde:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia

La deriva máxima para cualquier piso no debe exceder lo establecido en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de altura de piso:

Tabla X Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde se verificará que la deriva calculada sea menor que la deriva máxima establecida en la tabla presentada anteriormente:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Dónde:

$\Delta_M$  Máxima se determina conforme a los valores establecidos en la tabla, siendo para nuestro proyecto de hormigón armado, el 2%.

## 2.4 Sistemas Estructurales

En el presente trabajo se analizará un edificio real diseñado con sistemas estructurales de Hormigón Armado, ya que es el sistema de construcción convencional que más se desarrolla en nuestro país. Generalmente se utiliza el Hormigón Armado gracias a que el hormigón aporta gran resistencia a la compresión, mientras que los esfuerzos a la flexión son resistidos por el acero.

En todos los diseños estructurales se debe considerar el uso y funcionalidad al que va a estar sometida la edificación o estructura, su geometría, materiales a utilizar en sus

elementos estructurales, uniones, apoyos de la estructura, condiciones de carga y métodos constructivos, teniendo en consideración siempre la economía del proyecto. Por lo que todas las edificaciones deben ser diseñadas siempre teniendo en cuenta su funcionalidad, seguridad, utilidad y economía, de esta manera satisfacer las necesidades del usuario.

Según su sistema estructural una edificación de hormigón armado puede clasificarse en tres grupos:

- Pórticos Resistentes a Momento
- Muros de Corte o Muro Portante
- Sistema Dual Pórtico-Muro de Corte

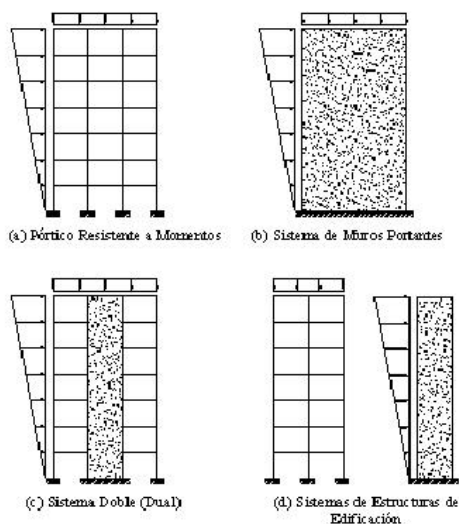


Figura 4.- Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño  
Fuente: (JH-Soluciones Integrales)

Para el presente trabajo el sistema a utilizar para el edificio en estudio es el Sistema Dual Pórtico-Muro de corte.

#### 2.4.1 Sistema Dual de Pórticos Especiales Resistentes a Momentos con Muros de Corte

Las edificaciones están compuestas por elementos estructurales los cuales tienen que estar diseñados y contruidos de tal manera que aseguren la integridad de la misma y de los usuarios, éstas estarán sometida ante cargas gravitatorias y eventuales tales como fuerzas sísmicas, por lo cual deberán ser capaces de soportar este tipo de cargas. Generalmente están compuestas por elementos principales tales como, columnas, vigas

y losas, además de estos existen miembros especiales como los muros de corte, cuyo objetivo es brindar mayor rigidez a la estructura y ser capaces de resistir de manera más eficiente los esfuerzos y desplazamientos generados por un evento sísmico. Además, los muros son capaces de disminuir los esfuerzos torsionales que se pueden presentar en la estructura dependiendo su geometría y más aún si ésta es irregular, por lo general estos muros deben ser ubicados con una correcta disposición además de mantener su longitud en planta constante a todo lo alto de la estructura, con el fin de minimizar la excentricidad o separación entre el centro de masas (CM) y el centro de rigideces (CR) de la estructura.

El objetivo de este sistema combinado de pórtico especial combinado con muros de corte que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015) ha definido como “dual”, es distribuir la totalidad de la energía sísmica en los siguientes porcentajes: los muros de corte deben tomar el 75% del Cortante Basal y el 25% restante debe ser tomado por el pórtico especial compuesto de vigas y columnas con sus nudos flexo-resistentes.

## **2.4.2 Definición de elementos estructurales**

### **2.4.2.1 Vigas**

Son elementos estructurales horizontales diseñados para ser capaces de soportar o sostener cargas del sistema de piso, siendo cargas lineales, concentradas o uniformes, transmitiéndolas a las columnas. Son elementos que soportan cargas de compresión y flexión debido a cargas gravitacionales o transversales, las de compresión son soportadas por el hormigón, mientras que las de flexión son soportadas por las varillas de acero de refuerzo, además, las vigas también soportan esfuerzos a cortante por lo que también es recomendable reforzarla para resistir estos esfuerzos.

Las vigas se pueden clasificar de diversas formas ya sea según su material, tipos de apoyo, funciones, geometrías, etc. Para el presente trabajo se utilizarán vigas de Hormigón.

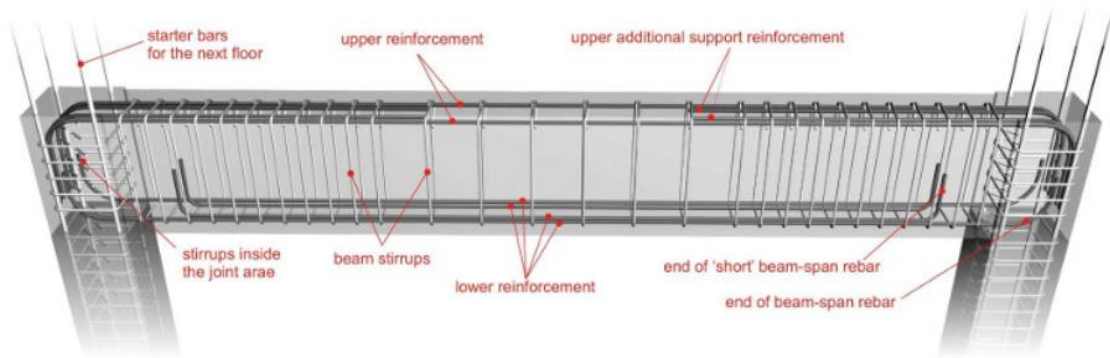


Figura 5.- Armado típico de una viga de Hormigón  
Fuente: (Manual de Diseño de vigas de Concreto Armado)

### 2.4.2.2 Columnas

Son elementos estructurales verticales que soportan las cargas y esfuerzos de una edificación, transmitiéndolos hacia la cimentación. Además de soportar cargas gravitacionales, son capaces de soportar cargas laterales como las de sismo y vientos.

Son elementos estructurales que básicamente trabajan a compresión, pero en la realidad trabajan a flexo-compresión debido a excentricidades presentes en los materiales y las cargas a las que está sometida a la edificación y en específico este elemento.

Existen varios tipos de columnas por su geometría y materiales, sin embargo, para el presente trabajo se usarán columnas de hormigón armado.

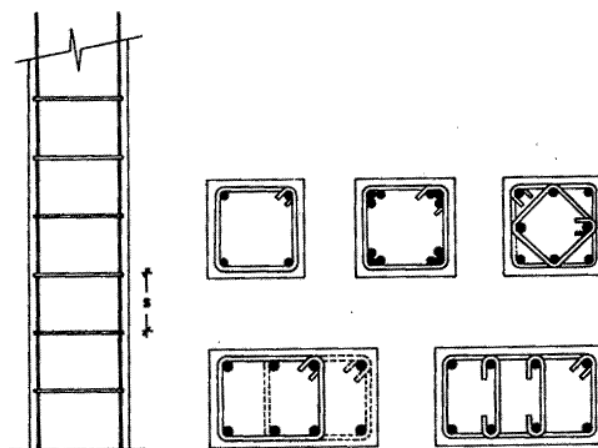


Figura 6.- Armado y secciones típicas de columnas  
Fuente: (Constructor Civil, 2012)

### 2.4.2.3 Losas

Son elementos estructurales horizontales que son considerados bidimensionales debido a que su tercera dimensión es muy pequeña en relación a sus otras dos dimensiones, por lo general solo reciben cargas gravitacionales es decir que soporta cargas perpendiculares al plano, por lo que trabaja a flexión. Sirven de separación entre pisos de un edificio, a su vez como ya se mencionó anteriormente, sirven para soportar las cargas de ocupación tales como son las cargas vivas y cargas muertas.

Estas transmiten su carga a las vigas y pueden ser de tipo macizas, nervadas, alivianadas y pretensadas.

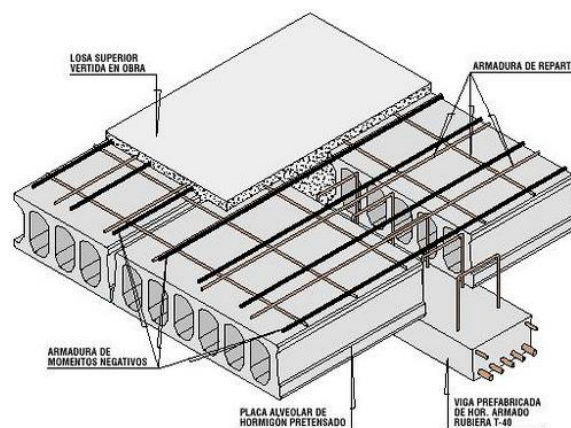


Figura 7.- Sección típica de una losa alivianada  
Fuente: (Arquigráfico)

### 2.4.2.4 Cimentaciones

Es un elemento estructural intermedio que recibe toda la carga generada en el edificio incluyendo el peso propio del mismo y la transmite al suelo subyacente con el fin de que no sobrepase la capacidad portante del suelo y que las deformaciones que se produzcan en este sean admisibles para la estructura. Este elemento es de esencial importancia ya que determinará la estabilidad de la edificación.

Se la puede clasificar según su profundidad, geometría, conexiones, etc.



Figura 8.-Cimentación superficial - Zapata aislada  
Fuente: (GEOSEC-ESPAÑA)

### 2.4.3 Conexión Viga - Columna

En edificaciones de hormigón armado sobre todo que en aquellas que se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico, siempre hay que tener en cuenta y tener mucho cuidado en el diseño y construcción de una de las partes más importantes y críticas de la estructura, la cual es la conexión entre la viga y la columna, ya que éste debe ser diseñado y construido con el fin de ser capaz de garantizar un eficiente desempeño ante solicitudes de cargas sobre todo las producidas durante un evento sísmico, de manera que se asegure la estabilidad y continuidad de la estructura. Estos esfuerzos serán transmitidos a través del nudo a los respectivos elementos de soporte.

Al haber un desperfecto, ya sea un diseño erróneo del nudo o al existir una mala práctica constructiva del mismo, esto puede provocar que no haya una correcta disipación de la energía y por ende, se produzca una falla en la conexión pudiendo llegar al colapso ante un evento sísmico, poniendo en riesgo la integridad de la estructura y de sus usuarios.

Por lo tanto, se sugiere un correcto diseño, detallamiento y práctica constructiva de las conexiones entre vigas y columnas ya que son de gran importancia para la estabilidad de la estructura más aún si éstas se encuentran en una zona de alto peligro sísmico.



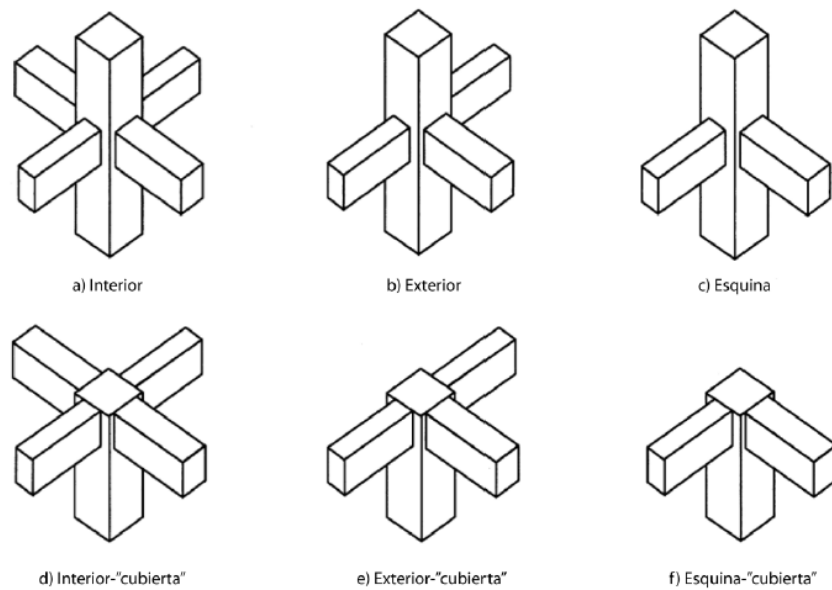


Figura 9.-Conexiones típicas viga-columna  
Fuente: (Modificada de ACI 35R-02)

#### 2.4.4 Conexión Viga - Muro

Al igual que en la conexión viga-columna se busca que en los nudos se comporten como nudos rígidos e indeformables de tal manera que los cálculos realizados a partir de un modelo sean los correctos para que estos resultados sean muy parecidos a la realidad.

Según los estudios realizados para este tipo de conexiones viga-muro se ha llegado a conocer el comportamiento de las conocidas vigas de acople, que son conexiones entre muros, es decir, conexiones dentro del plano. Este se lo puede revisar en la Norma ACI 318, capítulo 21.9.7 donde incluyen las recomendaciones y disposiciones para el diseño de las mismas. Sin embargo, existen otro tipo de conexiones las cuales son cuando una viga del sistema de pórticos llega perpendicularmente a la pantalla del muro, este tipo de conexión viga-muro fuera del plano se encuentra generalmente en los sistemas duales.



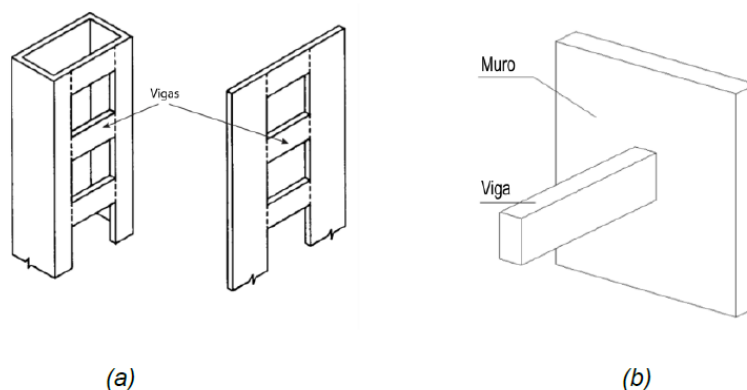


Figura 10.- (a) Conexiones dentro del plano o viga de acople. (b) Conexión fuera del plano.  
Fuente: [(a) Modificado de Kwan & Chan (2000). (b) Modificado de Bai & Bai (2012)]

## 2.5 Análisis Estático No lineal “Pushover”

### 2.5.1 Introducción

El análisis pushover, es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, también es llamado método de capacidad, método de la curva de capacidad o análisis de colapso. Este análisis se realiza utilizando un patrón de cargas laterales que se incrementa monótonamente en cada iteración, es decir, consiste en un empuje lateral incremental hasta que este lleva a la estructura más allá del rango elástico y posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima.

De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza- desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva pushover, además permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico.

Este modelo de cargas laterales es distribuido a todo lo largo de la altura del edificio, de acuerdo a un patrón de cargas predefinido, incrementando su fuerza a medida que aumenta la altura de la edificación, por tanto, es adecuado utilizar un patrón de carga de aumento lineal crecientes, que aumente en proporción constante, teniendo en cuenta el desplazamiento en la parte superior de la edificación. Es muy importante destacar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo.

En general, el Análisis Estático No Lineal consiste en que al actuar primero las cargas gravitacionales la estructura sufre sus primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica, a causa de esto se produce una redistribución de rigidez de la estructura, de esta manera se realiza un proceso iterativo hasta que la estructura llegue al colapso y poder determinar las condiciones en las que este podría ocurrir.

Al finalizar el análisis se deben obtener dos variables para poder definir el desempeño de la estructura, estos son capacidad y demanda.

## 2.5.2 Capacidad, Demanda y Desempeño de La Estructura

### Capacidad

Método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar las energías estén aseguradas (NEC-2015). Es decir, la habilidad de una estructura para resistir la demanda y disipar energía provocada por un evento sísmico.

Con el fin de determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal, el cual puede ser desarrollado de forma estática o dinámica.

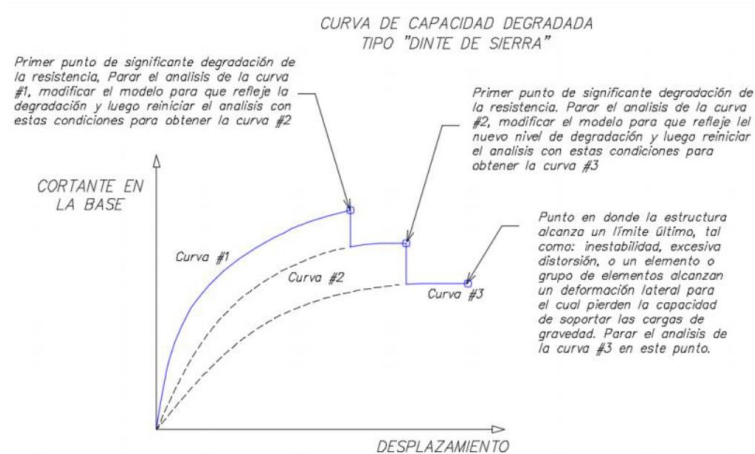


Figura 11.-Representación gráfica del cálculo de la curva de capacidad

Fuente: (Purca, 2015)

### Espectro de capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se requiere cambiar cada punto que constituye a la curva de capacidad (pushover) a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad se define como la representación de la curva de capacidad en un plano de coordenadas espectrales conocido como ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra) o como curva AD (aceleración-desplazamiento).

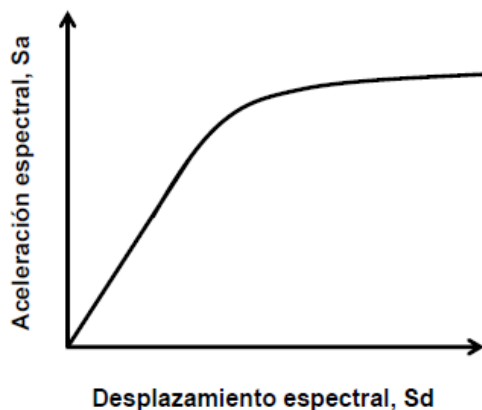


Figura 12.-Comparativa entre espectro de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y Sd  
Fuente: (Purca, 2015)

### **Demanda**

La demanda es una representación del movimiento telúrico, es decir una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo. La demanda de la edificación depende del sismo de diseño o del desplazamiento máximo permisible para el diseño de la misma (Derivas). En los métodos de análisis lineales generalmente se utilizan las fuerzas laterales para representar una condición de diseño, sin embargo, para los métodos no lineales se utiliza un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño, ya que una forma más fácil y más directa para el análisis.

### **Espectro de demanda**

es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio, con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. Este espectro es reducido como forma de simular la energía disipada producto de la respuesta inelástica de la estructura a través de un amortiguamiento efectivo adicional. Este amortiguamiento efectivo puede ser percibido como una combinación de amortiguamiento viscoso e histerético.

Al espectro de respuesta que está definido en la normativa como  $S_a$  vs  $T$  (Aceleración-Periodo), se lo modifica en las abscisas cambiando en periodo  $T$  por el desplazamiento  $S_d$  para de esta manera obtener una gráfica Aceleración-Desplazamiento, para poder identificar más claramente la zona elástica de la zona plástica.

Teniendo el Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad en la misma gráfica ( $S_a$  Vs  $S_d$ ), se podrá identificar que el punto donde se cruzan ambas gráficas será el periodo de la edificación para el análisis.

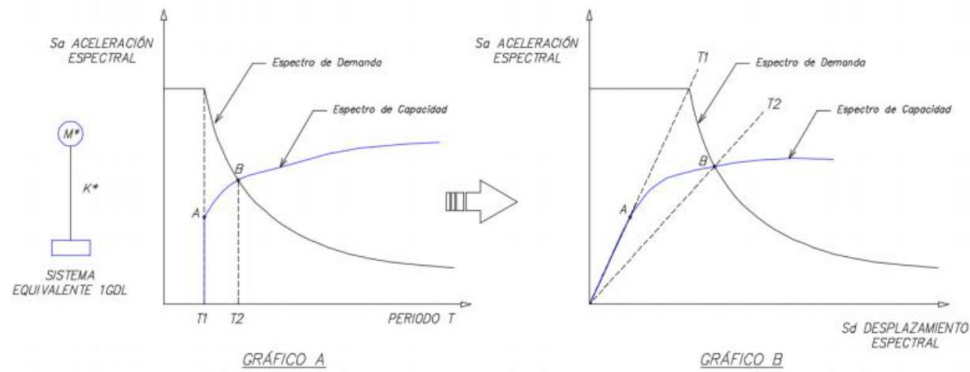


Figura 13.-Comparativa entre espectro de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y Sd  
Fuente: (Purca, 2015)

### Desempeño

La estructura debe estar diseñada y construida de tal manera que sea capaz de resistir la demanda ejercida por un terremoto, es decir, el desempeño de una estructura depende de la capacidad que tiene para manejar la demanda sísmica.

Ya concluido el cálculo de la capacidad y definida la demanda del sistema, se determina la curva de capacidad y se define el desplazamiento de demanda; una vez obtenido estos resultados se puede evaluar el desempeño de la estructura.

A través del desempeño se podrá verificar que los elementos estructurales y no estructurales de la edificación hayan sufrido daños más allá de los límites permisibles de los objetivos de desempeño.

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir.

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla

siguiente:

Tabla XI Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.5.3 Mecanismo de Formación de Rótulas Plásticas

El mecanismo de formación de rótulas será gobernado por el momento flector en vigas y pilares, en estos últimos incluyendo el efecto del axil.

El modelo elastoplástico utilizado para representar el comportamiento de las rótulas plásticas generadas por flexión es el propuesto en FEMA 356. Este modelo consiste en una gráfica parametrizada como se puede ver en la figura de esfuerzo - deformación (rotación o desplazamiento) adjunta a continuación, con una zona lineal, es decir elástica, hasta el punto B donde se produce la fluencia; a continuación, se produce un endurecimiento por plastificación que según el código no debe ser mayor de un 3% de la pendiente elástica en vigas y columnas. A partir de C la resistencia cae súbitamente hasta D quedando una resistencia residual.

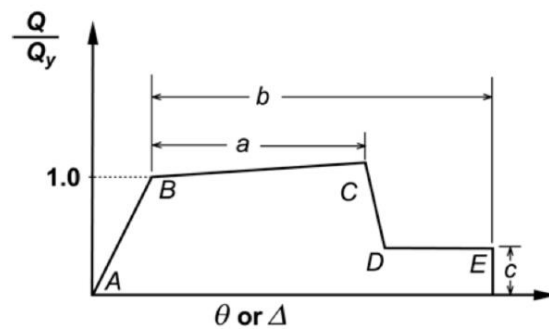


Figura 14.- Modelo esfuerzo-deformación de una rótula plástica  
Fuente: (FEMA 356)

Además, en la misma tabla 5-6 de FEMA 356 se pueden encontrar los parámetros a, b y c, así mismo encontramos los criterios de aceptación de las rótulas, los cuales indican el nivel de daños de la estructura, los cuales vienen descritos por los siguientes tres estados: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP).

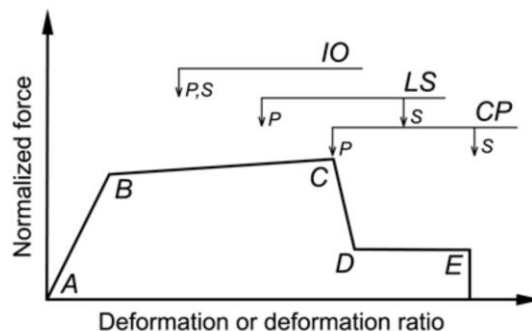


Figura 15.- Criterio de aceptación para la deformación de elementos según FEMA.  
Fuente: (FEMA 356)

- **Ocupación inmediata (IO)**

En este nivel de desempeño en los elementos no se obtienen fisuras de importancia estructural, estos elementos no han sufrido una plastificación significativa. La capacidad de la edificación ante cargas gravitacionales sigue intacta y no se deben tener desplazamientos horizontales permanentes después del sismo. La estructura no necesita medida de reparación alguna.

- **Seguridad de vida (LS)**

Cuando se está en este nivel de rotación en las vigas se presentan fisuras en la zona del nudo que conecta el pilar con la viga, y se presenta fisuración por efectos del cortante en la zona de las rotulas plásticas. Además, se alcanza a tener una deflexión vertical permanente de aproximadamente  $L/175$ . Aun las vigas son capaces de resistir las cargas gravitacionales. Mientras que en los pilares se empiezan a generar rotulas en las partes bajas de la edificación, generando leves desprendimientos tanto por encima como por debajo del nudo. Es decir, la estructura está significativamente dañada, con algo de rigidez y resistencia lateral residual. En este estado se producen desplazamientos horizontales permanentes moderados de aproximadamente 2% de la deriva entrepiso, habiendo zonas localizadas con un poco mayor a estas. La reparación de la estructura puede no resultar rentable.

- **Colapso preventivo (CP) o Estabilidad estructural (SS)**

Cuando se llegue a este nivel de giro la estructura está seriamente dañada, con rigidez y resistencia residuales bajas. En las vigas se presentará desprendimiento en la zona de la rótula plástica que se genera en los bordes de las vigas, esto es generado debido a las solicitaciones a flexión como por las de corte. Se generará rotura de los estribos de confinamiento, además de tener deflexiones permanentes aproximadas de  $L/75$ . En los pilares se producen las rotulas por completo en la parte baja del edificio las cuales causan desprendimientos significativos por encima y debajo del nudo viga-pilar y se genera la pulverización de hormigón dentro del núcleo creado por el refuerzo transversal. En este caso se esperan desplazamientos horizontales permanentes mayores al 3% de la deriva del piso.

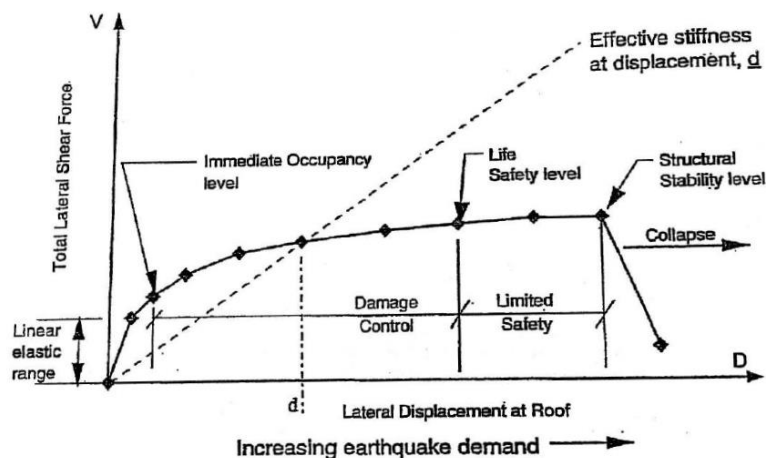


Figura 16.-Niveles de desempeño con respecto a espectro de capacidad  
Fuente: (Purca, 2015)

### 2.5.4 Requisitos mínimos de Diseño Sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

La filosofía de diseño sismo resistente se sintetiza como sigue:

Tabla XII Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### Objetivos y niveles de desempeño sísmico para Estructuras de ocupación especial y esencial (NEC-SE-DS)

#### a. Estructuras de ocupación especial

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

#### b. Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

El efecto de sitio ante este terremoto deberá estudiarse de manera local para los suelos de tipo F (véase el apéndice [10.5.4](#)). La caracterización y el procedimiento de verificación de este nivel de desempeño sísmico se describen en la norma [NEC-SE-RE](#).

### 2.5.5 Patrones de carga Lateral

Corresponden a las cargas laterales que se le aplicarán a la edificación (modelo analítico) el cual será modelado en un software de análisis estructural, estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. Estas cargas se incrementarán monótonamente de manera que llevará a la estructura por su zona elástica para luego entrar a la zona plástica.

Para el análisis se aplicarán por lo menos 2 distribuciones de cargas laterales, de los cuales uno será seleccionado del patrón modal y el otro del patrón de fuerzas laterales adaptativas.

#### Patrón modal

El Análisis Modal Pushover fue desarrollado por Chopra y Goel en 2001, este método tiene en cuenta la influencia de varios modos de vibración gracias a la combinación modal de sus respuestas. Es propuesto por el código FEMA 440 como método alternativo bajo criterio propio del calculista.

Dentro del patrón modal tenemos tres distribuciones de fuerzas laterales:

- La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis.
- Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración.
- Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal, siempre que el número de modos capture más del 90% de la masa total y cuando el periodo de vibración de la edificación excede a 1.0 segundos.



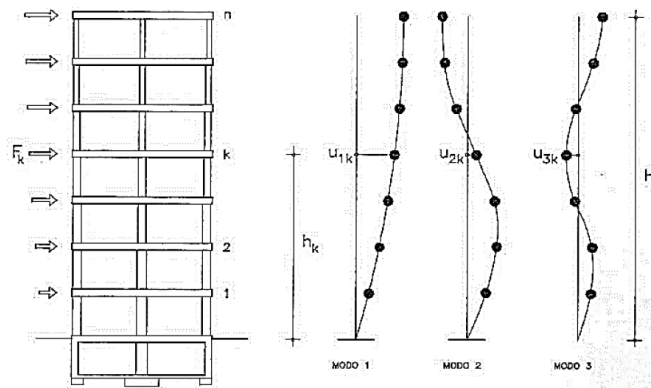


Figura 17.-Modos de vibración de la estructura

### Patrón de fuerzas laterales adaptativas

El método análisis pushover adaptativo fue planteado en 1996 Bracci y otros. Fue propuesta para obtener la capacidad estructural de la edificación y está basada en patrones de carga variables, que son actualizados en cada iteración, para tener en cuenta la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez en la estructura.

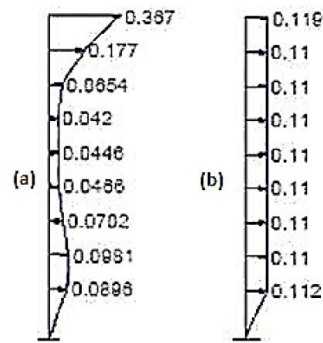
Existen variantes del método como la que proponen Antoniou y Pinho (2004), la cual utiliza un patrón de desplazamientos, en lugar de fuerzas, para obtener la curva de capacidad; otra variante es la desarrollada por Kalkan y Kunnath (2006) que integra el análisis pushover adaptativo, el Método del Espectro de Capacidad y el análisis modal bajo un mismo procedimiento.

Sin embargo, en la actualidad la mayor parte de las investigaciones sobre análisis estático no lineal están centradas en la definición de patrones adaptativos que mejoren la estimación de la capacidad estructural.

Para escoger el segundo patrón de cargas laterales, tenemos las distribuciones de fuerzas adaptativas que se definen a continuación:

- Fuerzas laterales proporcionales a la masa en cada nivel distribuidas uniformemente.
- Distribución de fuerzas laterales adaptativo que varía a medida que se deforma la estructura. Este patrón de fuerzas se actualiza en cada iteración considerando las propiedades de la estructura en la incursión inelástica, es decir en su cambio de rigidez.

De los casos anteriormente mencionados, se tomará el segundo, ya que se hará uso de un software de análisis estructural en los cuales se consideran las condiciones reales de deformación de la estructura a medida esta pierde rigidez gradualmente.



• Figura 18.-Patrón de fuerzas laterales adaptativas

- 
- En la figura (a) se muestra la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, mientras que en la figura (b) Uniforme.
- 
- La intención de utilizar más de un patrón de fuerzas laterales, es analizar el rango de las acciones de diseño que podrían ocurrir durante una respuesta dinámica.
- El uso de un patrón adaptativo requiere de más esfuerzo, pero produce resultados más consistentes con las características de la estructura en consideración.

# CAPÍTULO 3

## 3 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 3.1 Introducción

En este capítulo se realiza un análisis sísmico de un edificio de hormigón armado de Pórticos Especiales Resistentes a Momento con Muros de corte siguiendo las normas de diseño como son ACI 318S-14, Norma Ecuatoriana de La Construcción (NEC-2015). En primer lugar, se describe brevemente la estructura y la acción sísmica, luego mediante el programa de análisis estructural ETABS se realizará un análisis modal mediante espectro de respuesta para con los esfuerzos obtenidos mediante este análisis, proceder a realizar un prediseño de sus elementos estructurales, hasta llegar a un diseño estructural adecuado.

### 3.2 Descripción de la Estructura

El presente proyecto comprende el análisis y diseño de un edificio de vivienda ubicada en Guayaquil-Ecuador, el cual consta de 20 pisos, planta baja y dos pisos los cuales tendrán como uso garaje de automóviles, una tercera planta que será de uso como área social y dieciséis plantas de uso residencial, además es de altura variable, por lo que es considerado irregular en elevación. Consta varias configuraciones geométricas en planta como se mostrarán a continuación:

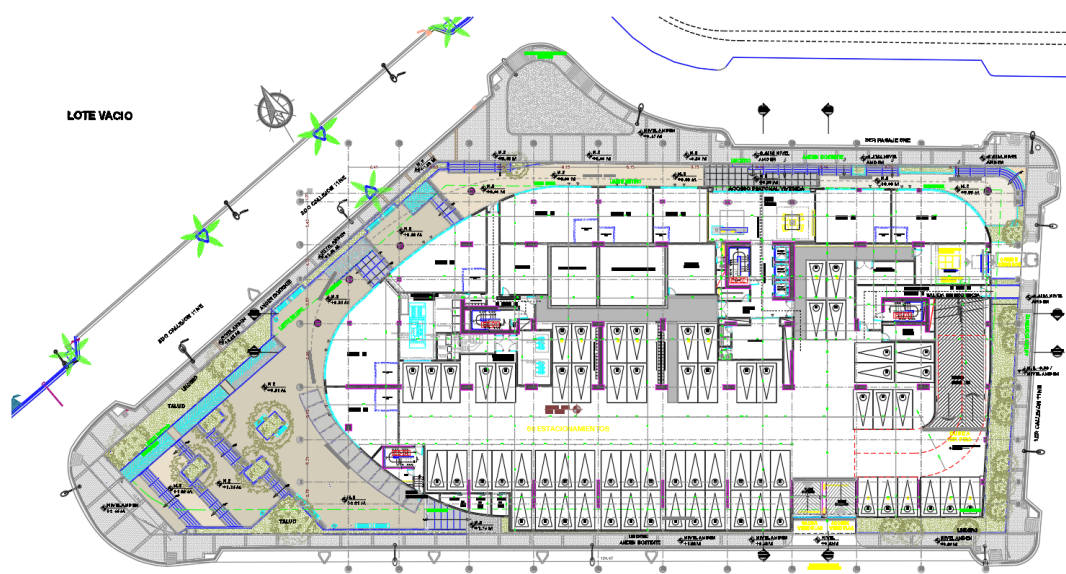


Figura 19: Planta baja arquitectónica.

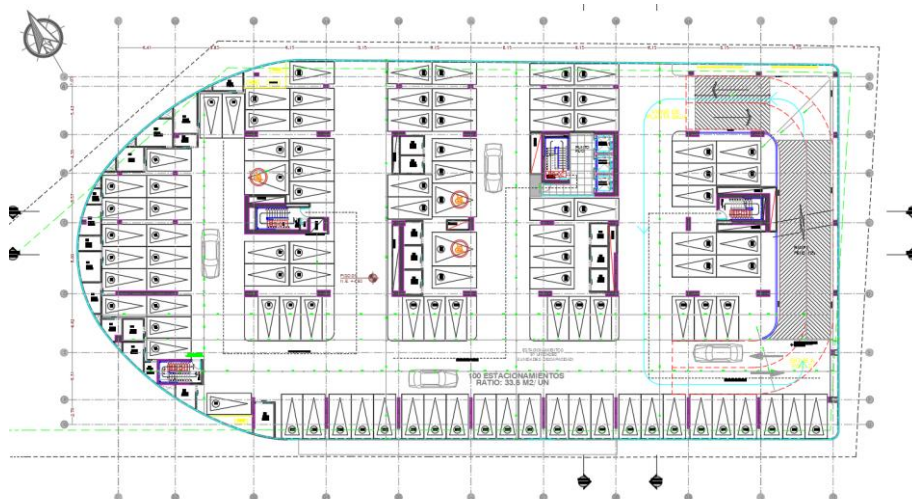


Figura 20: Primera planta arquitectónica-Parqueo.

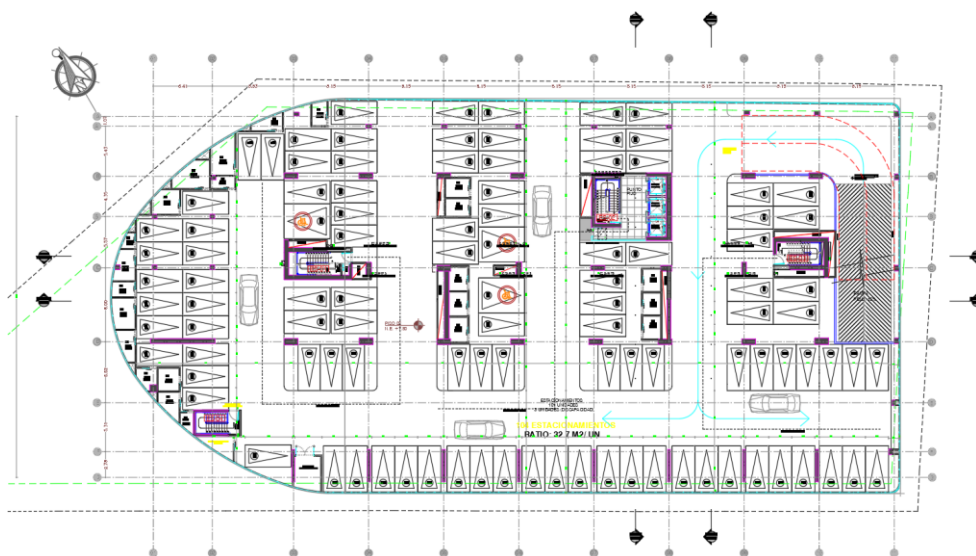


Figura 21: Segunda planta arquitectónica-Parqueo.

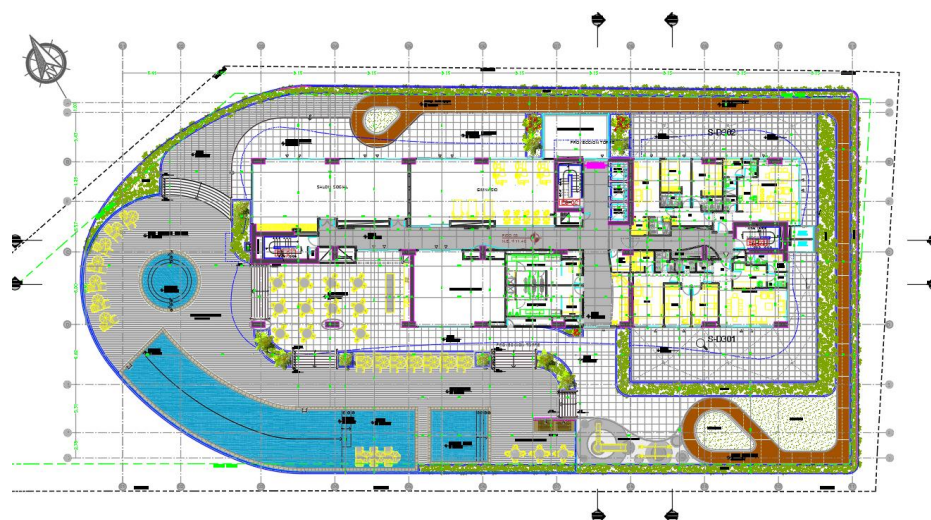




Figura 22: Segunda planta arquitectónica-Parqueo.



Figura 23: Cuarta a Novena planta arquitectónica – Catorceava y Quinceava Planta arquitectónica.



Figura 24: Plantas arquitectónicas 10 (10B) – 12 (11B) – 14 (12B).

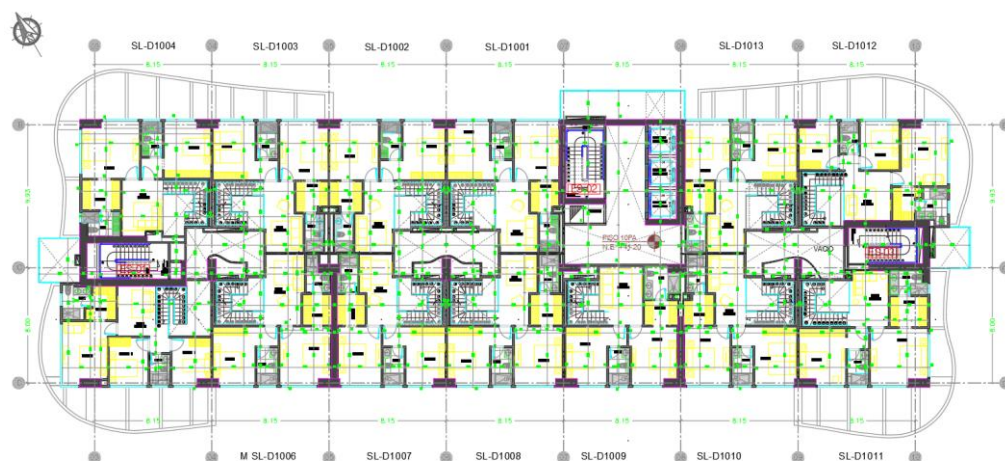


Figura 25: Plantas arquitectónicas 11 (10A) – 13 (11A) – 15 (12A).

Con respecto a la altura, se tiene una altura variable de entrepiso en los 4 primeros niveles, a partir del quinto entrepiso hasta la terraza mantiene una altura constante de 3,6 metros, mientras que el primer y cuarto entrepiso tienen una altura de 4,60m su segundo y tercer entrepiso tienen una altura de 3,20m. El área comprendida en los 3 primeros niveles es de 3400,84 m<sup>2</sup>, mientras que para los siguientes niveles es de 1149,49 m<sup>2</sup>.

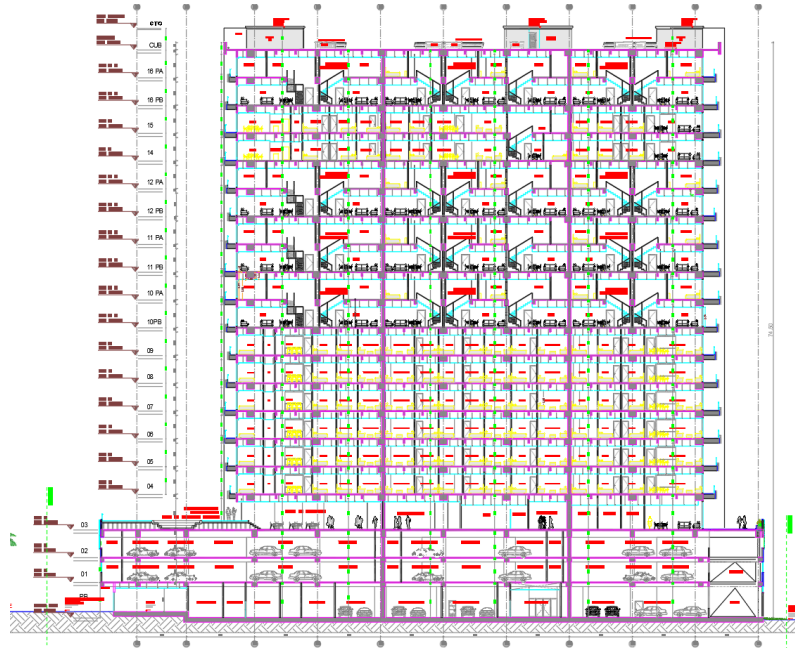


Figura 26: Corte a-a paralelo al eje X

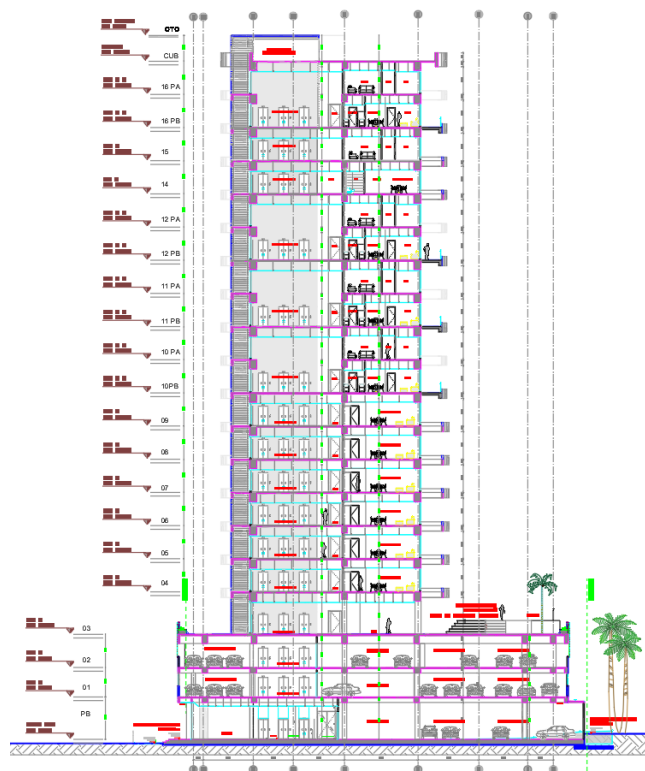


Figura 27: Corte b-b paralelo al eje Y

El diseño de la edificación está basado en una estructura con un Sistema de Pórticos de Hormigón Armado Resistente a Momentos con Muros de Corte, el cual está conformado por vigas, columnas y muros de corte, además de losas macizas de 120mm de espesor. El diseño de la estructura está basado en los requisitos que se indican en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-2015) en sus capítulos NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas, NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico y NEC-SE-HM-Hormigón-Armado, además por los requisitos del Instituto Americano del Concreto (ACI 318S-14).

Además, para el diseño se utilizó materiales comunes en el mercado para este tipo de edificación, los cuales constan de características resistentes necesarias para poder responder de manera adecuada a las posibles solicitaciones sísmicas que se pueden presentar.

Para el proyecto se utilizó un hormigón con  $f'c = 24$  Mpa para las losas de contrapiso y un hormigón de  $f'c = 42$  Mpa para las columnas, vigas, mientras que para los muros de corte se utilizó  $f'c = 50$  Mpa, y el acero de refuerzo se utilizó una resistencia a la fluencia de  $f_y = 420$  Mpa.

Para el análisis respectivo se considera que la estructura está cimentada sobre un suelo tipo E de acuerdo al estudio de suelo realizado y a los parámetros establecidos por la NEC-15 en su sección de Peligro Sísmico.

Las uniones viga-pilar se consideran rígida. Los pilares están empotrados en su base y orientados como se muestran en las figuras de las plantas. Las vigas, tanto en X como en Y, están orientadas de manera que su plano fuerte forme parte del plano del pórtico.

Posteriormente del prediseño, el edificio será diseñado y analizado mediante un modelo tridimensional en el programa ETABS, el cual es utilizado para realizar el análisis por cargas gravitatorias y sísmicas. Se realizó un análisis dinámico de la estructura mediante el espectro de diseño y un análisis estático no lineal por pushover, para observar el comportamiento de la estructura.

### 3.3 Estimación de Cargas.

#### 3.3.1 Carga Muerta.

Según la NEC-2015 indica que la carga muerta es considerada un tipo de carga permanente, que constituye el peso de los elementos estructurales y no estructurales, además de todo tipo de instalaciones y todo elemento o artefacto que esté integrado permanentemente a la estructura. Para una guía sobre los pesos considerados para los elementos antes mencionados se debe consultar el apéndice 4 de NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas, en su tabla 8, sin embargo, si llega para elementos no encontrados en este apéndice, se deberá consultar la información del material con el productor o proveedor del producto.

Este análisis se realizó en base a las cargas que actúan permanentemente en la estructura en análisis tales como: Peso propio de vigas, columnas, losas, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, etc. Estas cargas serán repartidas a cada uno de los elementos que componen la estructura.

#### Losa maciza:

Teniendo los siguientes datos de longitud de paño de losa (L) y ancho (b), se procede a realizar la relación  $L/b$  para comprobar si es losa armada en una o dos direcciones:

Tabla XIII Relación  $L/b$  para comprobar dirección de armado de losa

<b>L</b>	9,92	m
<b>b</b>	2,58	m
<b>L/b</b>	3,84	
<b>ARMADA EN 1 DIRECCION</b>		

Como la relación  $L/b$  es mayor a 2, la losa es armada en una dirección.

Por lo tanto, cumpliendo lo que estipula la tabla 7.3.1.1 del ACI 318S-14 donde indica el espesor mínimo de losa maciza en una dirección y teniendo los siguientes datos, se procede a calcular el espesor de la losa:



Tabla XIV Cálculo de espesor mínimo de losa maciza armada en una dirección

ACI 318-14		
L	2,58	m
$h=L/24$	0,108	m

Teniendo una longitud de separación entre vigas secundarias de 2,58m se obtiene un espesor de 0.11m, sin embargo, se consideró un espesor de  $h=0.12m$ .

Tabla XV Cálculo de Peso propio de losa

Peso Propio de Losa		
e	0,12	m
$\gamma_{\text{horm}}$	24,0	KN/m <sup>3</sup>
<b>P.P</b>	<b>2,88</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

- Por lo tanto, peso propio de losa= 2,88 KN/m<sup>2</sup>

### Paredes de Gypsum:

Teniendo un área de planta desde el entrepiso 4 hasta la cubierta de aproximadamente 1149,46 m<sup>2</sup> y un total de metros lineales de pared de 314,51 m, tenemos:

Tabla XVI Cálculo peso de paredes de Gypsum

PAREDES GYPSUM		
Area P4-Cub	1149,46	m <sup>2</sup>
ml de pared	314,51	m
<b>ml/m<sup>2</sup></b>	<b>0,27361544</b>	<b>m /m<sup>2</sup></b>
PESO GYPSUM	70	kg/m <sup>2</sup>
h	3,6	m
q	252	kg/m
<b>w</b>	<b>68,95</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>w</b>	<b>0,69</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

- Paredes interiores = 0,69 KN/m<sup>2</sup>
- Cielo raso de Gypsum = 0,1 KN/m<sup>2</sup>
- Contrapiso y ductos = 0,50 KN/m<sup>2</sup>
- Instalaciones eléctricas y sanitarias = 0,1 KN/m<sup>2</sup>

Dando una carga total por Carga Permanente de:

Tabla XVII Cálculo de Cargas permanentes

CARGA PERMANENTE		
contrapiso	0,5	KN/m <sup>2</sup>
cielo raso de gypsum	0,1	KN/m <sup>2</sup>
instalaciones elect. Y sanitarias	0,1	KN/m <sup>2</sup>
paredes interiores	0,69	KN/m <sup>2</sup>
<b>total</b>	<b>1,389</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Además, para el cálculo de la carga muerta, se consideró un peso estimado de vigas de 50x65 cm, la cual se detalla a continuación:

Tabla XVIII Cálculo peso estimado de vigas

PESO DE viga 50X65		
b	0,5	m
h	0,55	m
ml de vigas	314,59	m
Area 4-cubierta	1149,46	m <sup>2</sup>
y horm.	2,4	T/m <sup>3</sup>
<b>WD</b>	<b>0,18</b>	<b>T/m<sup>2</sup></b>
<b>WD</b>	<b>1,81</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

### Detalle de Carga Muerta:

Tabla XIX Cálculo del peso total de carga muerta

CARGA MUERTA		
Losa macisa h=12cm	2,88	KN/m <sup>2</sup>
contrapiso	0,5	KN/m <sup>2</sup>
cielo raso de gypsum	0,1	KN/m <sup>2</sup>
instalaciones elect. Y sanitarias	0,1	KN/m <sup>2</sup>
paredes interiores	0,69	KN/m <sup>2</sup>
vigas	1,81	KN/m <sup>2</sup>
<b>total</b>	<b>6,076</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>total</b>	<b>0,608</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>

Dando un total de carga muerta **WD= 6,076 KN/m<sup>2</sup>**

### 3.3.2 Carga Viva (Sobre carga de uso).

La carga viva depende de la ocupación o tipo de uso que va a tener el edificio. Sea cargas como el de las personas, muebles, equipos, accesorios móviles o temporales, además de cargas consideradas como transitorias.

La carga viva considerada para el presente proyecto es la estipulada por la NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas, tabla 9 como uso de vivienda en la cual indica una carga de 2.0kN/m<sup>2</sup> y parqueaderos vehículos livianos 2.0kN/m<sup>2</sup>.

### 3.4 Análisis Estructural por Cargas Dinámicas.

El análisis dinámico se lo realizó mediante procedimientos de superposición espectral, según lo estipulado en la NEC-SE-DS. (Peligro Sísmico).

Actualmente la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 en esta sección, exige analizar con el 100% del sismo actuando de forma independiente en cada dirección, sin embargo, otros reglamentos contemplan la posibilidad que el sismo actúe en forma simultánea en ambas direcciones: 100% en X y 30% en Y, y viceversa, que es el criterio que se ha tomada para el presente proyecto.

Un sismo puede atacar en el sentido N-S o S-N y también E-O, ya que las aceleraciones son positivas y negativas. Debido a este efecto al momento de diseñar, se deberá trabajar con las envolventes de esfuerzos en condición de rotura. Se deberá buscar la mejor ubicación de columnas y vigas para que estas tengan la mayor rigidez posible, de modo ante un evento sísmico, éstas puedan ser capaces de soportar dichas fuerzas sin alterar la estructura.

### **3.4.1 Diseño Dinámico para Análisis Sismoresistente.**

El análisis dinámico, corresponde a los módulos propuestos considerándose dos diafragmas rígidos. La carga sísmica  $W$  que representa la carga reactiva por sismo se determinará considerando el 100% de cargas permanentes (peso muerto y cargas externas) según lo estipulado en la NEC-SE-DS-(Peligro Sísmico), Capt 6.1.7.

En casos especiales donde se tengan bodegas y almacenaje, se considerará 100% de la carga muerta más 25% de la carga viva.

Para este proyecto sólo se utilizará el 100% de carga muerta ya que es una edificación de viviendas.

### **3.4.2 Espectro de Diseño.**

El análisis sísmico se realizó por superposición espectral, generándose el espectro de diseño según el factor de zona, categoría de edificación, tipo de suelo y sistema estructural.

Para la determinación del espectro de respuesta se usan los siguientes parámetros de diseño, los cuales se encuentran especificados en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico).

### 3.4.2.1 Espectro Elástico

Según el estudio de suelo realizado, se tienen los siguientes resultados:

Se tiene existencia predominante de suelos arcillosos CH, hasta 24 m., en el área de cimentación del proyecto, y a la presencia en el Perfil Geotécnico de parámetros:  $N_{60} < 15$ ;  $IP > 20$  %; y  $'Su' < 0.50$  K/cm<sup>2</sup>, por lo tanto, el el Tipo de Perfil de Suelo del sitio corresponde a E, (Tabla 2.4 NEC 2014).

Siguiendo este contexto, se definen los Coeficientes de Amplificación Dinámica del Perfil del Suelo.

**$Z = 0.40$** ; Factor de zona para la región donde se construirá el proyecto (Tabla 2.5 de Norma NEC-2014, Capítulo 2), necesario para determinar la aceleración esperada en la roca en función de “g” (aceleración de la gravedad). Se considera que Guayaquil y sus alrededores es Zona Sísmica tipo V, según los estudios citados y la zonificación sísmica del Ecuador, luego será  $Z = 0.40$  g, la aceleración en roca para el estudio

**$F_a = 1.0$** ; Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de *aceleraciones* para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio, según Tabla 2.5 de la Norma NEC-2011, Capítulo 2, para suelos tipo E y Zona Sísmica V

**$F_d = 1.6$** ; Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de *desplazamientos* para diseño en roca, considerando los efectos de sitio para suelos tipo E y Zona Sísmica V. (Tabla 2.6 de la Norma NEC-2014, Capítulo 2)

**$F_s = 1.9$** ; Coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio dependiente de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y de los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (Tabla 2.7 de la Norma NEC-2014, Capítulo 2), para suelos tipo E y Zona Sísmica V

**$\eta = 1.8$** ; Relación de amplificación espectral para las provincias de la costa.

La NEC 2015 considera que el periodo de retorno del sismo de diseño es de 475 años. En base de estos parámetros, se determina el Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones que representa el sismo de diseño, según tabla anexa y gráfico:

Según la tabla 2 del capítulo 3 de la NEC-15 para diseño sismoresistente este tipo de suelo presenta las siguientes características:

Tabla XX.- Coeficientes de Amplificación según tipo de suelo

FACTOR DE ZONA (V)	0.40 g
TIPO DE SUELO	C
<b><math>F_a</math></b>	1,0
<b><math>F_d</math></b>	1,6
<b><math>F_s</math></b>	1,9
<b>r</b>	1,5
<b>n</b>	1,8

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,1 * 1,9 * \frac{1,6}{1,0} = 0,304 \text{ s.} \quad (3.1)$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,55 * 1,9 * \frac{1,9}{1,0} = 1,672 \text{ s.} \quad (3.2)$$

$$S_a = n Z F_a = 1,8 * 0,4 * 1,0 = 0,72 \quad (3.3)$$

Tabla XXI T vs. Sa. Espectro Elástico

SUELO TIPO E	
T	Sa
0,00	0,40
0,10	0,51
0,15	0,56
0,20	0,61
0,25	0,66
0,304	0,72
1,00	0,72
1,50	0,72
1,67	0,72
1,66	0,72
2	0,55
2,5	0,39
3	0,30
3,5	0,24
4	0,19

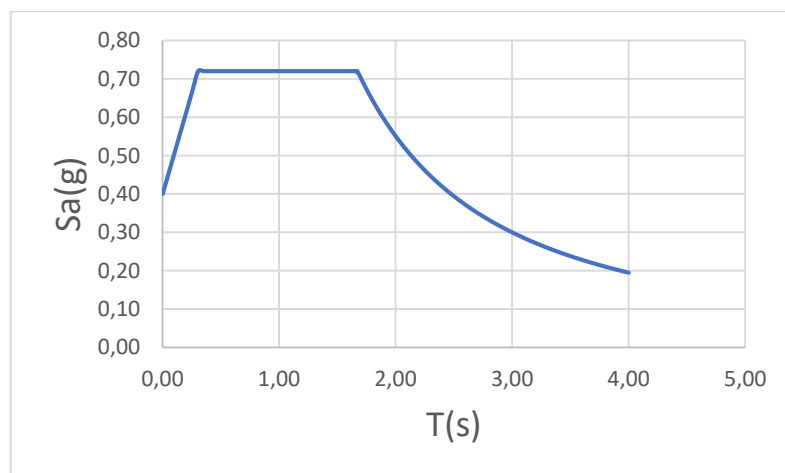


Figura 28 Espectro Elástico de Diseño

### 3.4.2.2 Espectro Inelástico

Para obtener el Espectro Inelástico de Respuesta, hacemos uso de la siguiente ecuación, donde multiplicamos las ordenadas por un factor de Importancia (I) y la dividimos por el Factor de Reducción (R) y I por los Factores de regularidad en elevación y planta:

$$C_s = \frac{S_a I}{\phi_P \phi_E R} \quad (3.4)$$

Teniendo los siguientes datos:

Tabla XXII.- Coeficientes para cálculo de Espectro.

<b>R</b>	<b>8</b>
<b>I</b>	<b>1</b>
<b><math>\phi_e</math></b>	<b>0,9</b>
<b><math>\phi_p</math></b>	<b>1</b>

Tabla XXIII.- T vs.  $S_a$ .  
Espectro Inelástico

<b>SUELO TIPO E</b>	
<b>T</b>	<b><math>S_a</math></b>
0,00	0,06
0,50	0,10
1,00	0,10
1,50	0,10
1,67	0,10
1,66	0,10
2,00	0,08
2,50	0,05
3,00	0,04
3,50	0,03
4,00	0,03

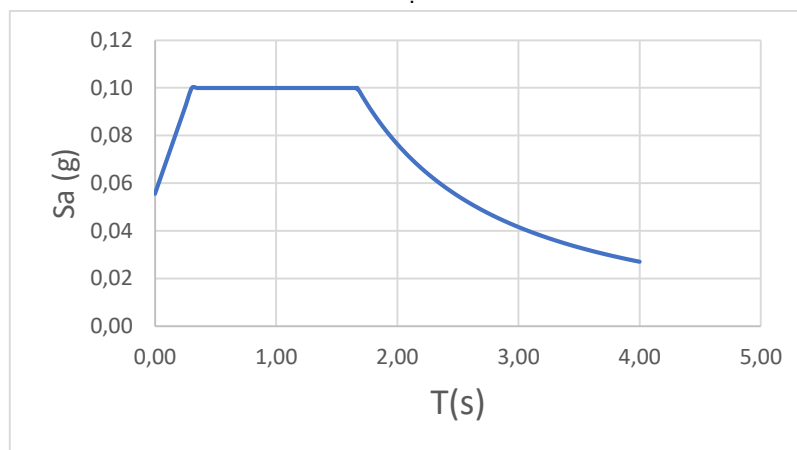


Figura 29 Espectro Inelástico de Diseño

### 3.5 Determinación del Periodo de Vibración T.

Según la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), para el cálculo del periodo de vibración aproximativo de la estructura T, nos permite realizarlo por dos métodos. Con el valor obtenido utilizando cualquiera de los dos métodos, será una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

Para nuestra estimación del periodo haremos uso del Método 1.

El Método 1 establece que el valor T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (3.5)$$

Para Pórticos Especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural tenemos:

$$C_t = 0,055$$

$$\alpha = 0,75$$

$$h_n = 73,6 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$T = C_t h_n^\alpha = 0,055 * 73,6^{0,75}$$

$$T = 1,38 \text{ seg.}$$

### 3.6 Determinación del Cortante Basal de Diseño V.

Basándonos en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) sección 6.3.2, el cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad (3.6)$$

**Cálculo de la Carga Sísmica reactiva.**

Tabla XXIV.- Carga Sísmica Reactiva.

CARGA SISMICA			
<b>WD</b>	6,1	KN/m2	peso muerto
<b>WD columna</b>	1	KN/m2	peso muerto
<b>Área total 1</b>	3384,3352	m2	PARQUEADEROS
<b>Área total 2</b>	1433,5571	m2	P4-P9,P14,P15,CUB
<b>Peso A1</b>	68456,63	KN	PARQUEADEROS
<b>Peso A2</b>	171007,80	KN	P4-CUB
<b>PESO DE MUROS</b>	83517,71	KN	
<b>W TOTAL</b>	322982,14	KN	

$$W = [3384,33 (3 \times 6,1 + 2 \times 1,0) + 1433,55 (17 \times 6,1 + 16 \times 1,0) + 83517,71]$$

$$W = 322982,14 \text{ KN}$$

Tabla XXV.- Coeficientes obtenidos

I	1
<b>ØP</b>	1
<b>ØE</b>	0,9
<b>R</b>	8
<b>S1.22</b>	0,39

$$V = \frac{I Sa}{R \ ØP \ ØE} W = \frac{1 * 0,72 * 322982,14}{8 * 1 * 0,9}$$

$$V = 32298,21 \text{ KN}$$

**3.7 Distribución de la Fuerza sísmica lateral.**

Para obtener la Distribución de fuerza lateral ejercida sobre el edificio actuante en cada piso, se la determina mediante la siguiente ecuación, la cual se asemeja a una distribución lineal (triangular):

$$F_x = \left( \frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} \right) V \quad (3.7)$$



Para el cálculo del coeficiente  $k$  hacemos uso de la tabla dada por la NEC-2015 en su capítulo 6.3.5

Tabla XXVI.- Valores del Coeficiente  $k$  relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Ya que el periodo calculado previamente es de 1,38 segundos, calculamos el coeficiente  $k$  de la siguiente manera:

$$k = 0,75 + 0,50(1,38) = 1,44 \quad (3.8)$$

Además, tenemos los siguientes datos para el cálculo de la distribución de la fuerza vertical:

Tabla XXVII.- Cortante Basal y número de pórticos

V basal	32298,21	KN
# pórticos	11	PARQUEADEROS
# pórticos	8	P4-CUBIERTA

Por lo tanto:

Tabla XXVIII.- Distribución de Fuerza Sísmica Lateral

PISO	NIVEL	$h_i$ (m)	$h_x$ (m)	$w_x$ (KN)	$w_x \cdot h_x^k$	$C_v$	$F_x$ (KN)	$V_x$ (KN)
<b>CUBIERTA</b>	<b>20</b>	3,6	73,6	3291,95	1613107,50	0,11	455,96	455,96
<b>16A</b>	<b>19</b>	3,6	70	3291,95	1500645,83	0,11	424,17	880,13
<b>16B</b>	<b>18</b>	3,6	66,4	3291,95	1390707,06	0,10	393,10	1273,23
<b>15</b>	<b>17</b>	3,6	62,8	3291,95	1283366,80	0,09	362,76	1635,99
<b>14</b>	<b>16</b>	3,6	59,2	3291,95	1178707,38	0,08	333,17	1969,16
<b>12A</b>	<b>15</b>	3,6	55,6	3291,95	1076818,81	0,08	304,37	2273,53
<b>12B</b>	<b>14</b>	3,6	52	3291,95	977800,10	0,07	276,39	2549,92
<b>11A</b>	<b>13</b>	3,6	48,4	3291,95	881760,78	0,06	249,24	2799,16
<b>11B</b>	<b>12</b>	3,6	44,8	3291,95	788822,95	0,06	222,97	3022,13
<b>10A</b>	<b>11</b>	3,6	41,2	3291,95	699123,75	0,05	197,61	3219,74
<b>10B</b>	<b>10</b>	3,6	37,6	3291,95	612818,73	0,04	173,22	3392,96
<b>9</b>	<b>9</b>	3,6	34	3291,95	530086,27	0,04	149,83	3542,79
<b>8</b>	<b>8</b>	3,6	30,4	3291,95	451133,70	0,03	127,52	3670,31
<b>7</b>	<b>7</b>	3,6	26,8	3291,95	376205,85	0,03	106,34	3776,65
<b>6</b>	<b>6</b>	3,6	23,2	3291,95	305597,78	0,02	86,38	3863,03
<b>5</b>	<b>5</b>	3,6	19,6	3291,95	239674,31	0,02	67,75	3930,78
<b>4</b>	<b>4</b>	4,6	15	3291,95	163014,26	0,01	46,08	3976,85
<b>3</b>	<b>3</b>	3,6	11,4	3538,02	117972,85	0,01	24,25	4001,11
<b>2</b>	<b>2</b>	3,2	8,2	3538,02	73381,23	0,01	15,09	4016,19
<b>1</b>	<b>1</b>	4,6	3,6	3538,02	22408,03	0,00	4,61	<b>4020,80</b>

### 3.8 Diseño Estructural Preliminar.

#### 3.8.1 Predimensionamiento de Losa.

Anteriormente se realizó el predimensionamiento de la losa para el cálculo del peso propio, donde se indicó que se utilizará Losa maciza armada en 1 dirección tal como lo indica la Norma (ACI 318S-14, Cap 7.3.1.1):

Según los cálculos mostrados anteriormente obtuvo un espesor de 0.11m, sin embargo, para el diseño se consideró un espesor de  $h=0.12\text{m}$ .

#### 3.8.2 Predimensionamiento de Viga Secundaria.

##### 3.8.2.1 Transformación de la carga trapezoidal a carga rectangular equivalente.

Considerando que la carga que actúa sobre las vigas es una carga trapezoidal, tenemos que transformarla para poder hacer uso de los coeficientes del ACI.

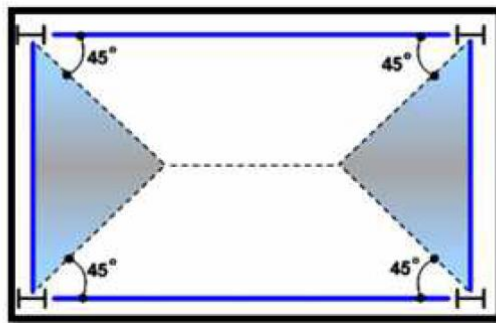


Figura 30.-Carga trapezoidal en losa rectangular  
Fuente: (Echeverry, 2010)

Haremos uso de la siguiente ecuación para la estimación de la carga actuante sobre las vigas secundarias:

$$W = \frac{q \cdot s}{3} \left( \frac{3 - \left(\frac{s}{l}\right)^2}{2} \right) \quad (3.9)$$

Dónde:

W	Carga rectangular equivalente
q	Carga inicial
s	Luz corta
L	Luz larga

Tabla XXIX.- Datos iniciales para cálculo de Carga rectangular equivalente

<b>q</b>	<b>10,49</b>	<b>KN/m2</b>
<b>s (Lx)</b>	8,15	m
<b>Ly</b>	9,93	m

Además, tenemos los siguientes datos de cargas:

Tabla XXX.- Cargas distribuidas

<b>WD losa</b>	<b>2,88</b>	<b>KN/m2</b>
<b>WD perm</b>	<b>1,390</b>	<b>KN/m2</b>
<b>WD viga</b>	<b>1,806</b>	<b>KN/m2</b>
<b>WL</b>	<b>2</b>	<b>KN/m2</b>

Como siguiente paso se procede a mayorar las cargas teniendo en cuenta que no se utilizará el sismo:

Tabla XXXI.- Carga distribuida mayorada

<b>WD</b>	<b>6,076</b>	<b>KN/m2</b>
<b>WL</b>	<b>2</b>	<b>KN/m2</b>
<b>WT=1.2 WD + 1.6 WL</b>		
<b>10,49</b>		<b>KN/m2</b>

Por lo tanto, reemplazando los valores en la ecuación, tenemos:

Tabla XXXII.- Cargas Rectangular equivalente

<b>CARGA RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>		
$W = \frac{q * s}{3} \left( \frac{3 - \left(\frac{s}{l}\right)^2}{2} \right)$		
<b>W viga exterior</b>	33,15	KN/m
<b>W viga interior</b>	66,30	KN/m

### 3.8.2.2 Cálculo de Momentos.

Se procede a realizar el cálculo de los momentos positivos y negativos que actuarán sobre la viga, haciendo uso de la tabla 6.5.2 del ACI 318S-14, tomando como carga distribuida la calculada en el numeral anterior para vigas interiores:

Tabla XXXIII.- Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	$M_u$
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo <sup>(1)</sup>	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros contruidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Fuente: (ACI 318S-14)

Tabla XXXIV.- Momento máximo en el eje Y

EJE Y		
MOMENTOS NEGATIVOS		
$M = WL^2/16$	408,61	KN m
$M = WL^2/10$	653,78	KN m
$M = WL^2/11$	594,35	KN m
MOMENTOS POSITIVOS		
$M = WL^2/14$	466,99	KN m
$M = WL^2/16$	408,61	KN m
<b>MOMENTO MAXIMO Y</b>	<b>653,78</b>	<b>KN m</b>

Tabla XXXV.- Momento máximo en el eje X

EJE X		
MOMENTOS NEGATIVOS		
$M = WL^2/16$	275,25	KN m
$M = WL^2/10$	440,40	KN m
$M = WL^2/11$	400,36	KN m
MOMENTOS POSITIVOS		
$M = WL^2/14$	314,57	KN m
$M = WL^2/16$	275,25	KN m
<b>MOMENTO MAXIMO X</b>	<b>440,40</b>	<b>KN m</b>

Tabla XXXVI.- Momento máximo producido en la viga

<b>MOMENTO MAXIMO</b>	<b>653,78</b>	<b>KN m</b>
-----------------------	---------------	-------------

### 3.8.2.3 Cálculo del Peralte mínimo de la viga secundaria.

Para el cálculo del peralte hacemos uso de la siguiente ecuación del momento, en la cual despejamos el peralte d:

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right) \quad (3.10)$$

$$R_u = \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right) \quad (3.11)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c 0.003}{f_y 0.003 + \epsilon_y} \quad (3.12)$$

$$\rho = 0.50 \rho_b \quad (3.13)$$

Dónde:

<b>M</b>	momento mayorado actuante en la viga
<b>R<sub>u</sub></b>	Factor de Resistencia a la flexión
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia a la flexión del acero
<b>f'<sub>c</sub></b>	Resistencia a la compresión del hormigón
<b>b</b>	dimensión de la base de la viga
<b>d</b>	peralte de la viga
<b>ρ<sub>b</sub></b>	Cuantía balanceada
<b>ρ</b>	Cuantía
<b>ε<sub>y</sub></b>	Esfuerzo de deformación del acero
<b>β<sub>1</sub></b>	Coeficiente que depende del tipo de hormigón a usar

Teniendo los siguientes datos procedemos al cálculo del peralte:

Tabla XXXVII.- Datos para cálculo de cuantía

<b>f'<sub>c</sub></b>	<b>42</b>	<b>Mpa</b>
<b>f'<sub>y</sub></b>	<b>420</b>	<b>Mpa</b>
<b>β<sub>1</sub></b>	<b>0,75</b>	
<b>ε<sub>y</sub></b>	<b>0,002</b>	

Tabla XXXVIII.- Cálculo de cuantías para viga secundaria

CUANTÍA	
$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c 0.003}{f_y 0.003 + \epsilon_y}$	0,038
$\rho = 0.50 \rho_b$	0,019

Tabla XXXIX.- Cálculo de Factor de Resistencia a la flexión de viga secundaria

FACTOR DE RESISTENCIA A LA FLEXION	
$R_u = \rho f_y \left( 1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$	7129,21 KN/m <sup>2</sup>

Tabla XL.- Cálculo de Peralte de viga secundaria

PERALTE d		
<b>b</b>	250	mm
<b>M</b>	653,78	KN m
$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$	638 mm	

Sustituyendo los valores en las ecuaciones correspondientes y utilizando como base  $b=25\text{cm}$ , obtenemos un peralte  $d=63,8\text{ cm}$ , por lo tanto, nuestra viga secundaria será de  $25 \times 65\text{ cm}$ . Esta dimensión de viga secundaria será asumida en todos los pisos.

### 3.8.3 Predimensionamiento de Columnas.

Los criterios para predimensionar columnas, están basados en su comportamiento, flexo-compresión, tratando de evaluar cuál de los dos es el más crítico en el dimensionamiento.

Según ACI 318S-14 (2015) para el pre dimensionamiento de columnas de pórticos especiales capítulo 18 sección 18.7.2.1 especifica lo siguiente:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4

Para el cálculo del área de la columna se hará uso de la siguiente fórmula:

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f'_c} \quad (3.14)$$

Dónde:

- A<sub>c</sub>** Área de la columna  
**α** Factor según la posición de la columna  
**f'<sub>c</sub>** Resistencia a la compresión del hormigón

Tabla XLI.- Factor según la posición de la columna

UBICACIÓN	$\alpha$
Columna esquinera	0,2
Columna borde	0,25
Columna central	0,28

Fuente: (ACI 318S-14)

Por lo tanto, para el cálculo de las áreas de las columnas, procedemos a definir las cargas actuantes:

Tabla XLII.- Valores de Pesos propios para cálculo de dimensiones de columna

CARGAS		
Losa maciza h=12cm	2,88	KN/m <sup>2</sup>
contrapiso	0,5	KN/m <sup>2</sup>
cielo raso de gypsum	0,1	KN/m <sup>2</sup>
instalaciones elect. Y sanitarias	0,1	KN/m <sup>2</sup>
paredes interiores	0,69	KN/m <sup>2</sup>

Tabla XLIII.- Cálculo estimado de peso propio de viga para cálculo de dimensiones de columna

PESO DE viga 50X65		
b	0,5m	
h	0,55m	
ml de vigas	314,59m	
Área 4-cubierta	1149,46m <sup>2</sup>	
y hormigón	24	KN/m <sup>3</sup>
<b>WD</b>	<b>1,806</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Tabla XLIV.- Carga muerta y Carga viva para cálculo de dimensiones de columna

WD losa	2,88	KN/m <sup>2</sup>
WD perm 1-3 piso (Garaje)	0,700	KN/m <sup>2</sup>
WD perm 4-20 piso	1,390	KN/m <sup>2</sup>
WD viga (asumido)	1,806	KN/m <sup>2</sup>
WD colnm (asumido)	1	KN/m <sup>2</sup>
<b>WD total</b>	<b>6,386</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>WL</b>	<b>2</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Primero se calcularán las columnas del primer piso, donde estas deberán soportar las losas, vigas y columnas de todos los pisos superiores. Es por esto que la carga muerta de losa, cargas permanentes y el peso de vigas deberán multiplicarse por 20 y la carga ejercida por las columnas se las multiplicará por 19; los valores por los que se multiplican las cargas varían en cada piso. Además, se consideran 3 tipos de columnas: de esquina, de borde e internas; cada una de estas aporta a resistir las cargas axiales que recibe cada una a través de un área cooperante que dependerá de su ubicación. De tal modo, las columnas de esquina cooperan con 1 panel, las de borde con 2 paneles y las interiores con 4 paneles que la rodean. Con el fin de simplificar cálculos y por temas arquitectónicos, se buscarán secciones de columna cuadradas, además, servirá para realizar el respectivo chequeo de los nudos.

El análisis se realizará cada cuatro pisos y se analizará el eje interior más cargado (Eje C), además de los ejes B'1 y el eje A'4 para las columnas esquineras y borde respectivamente del primer piso. Asimismo, para los pisos superiores se analizarán las columnas B3 y B4 correspondientes a columna de esquina y borde respectivamente.

### Primer Piso:

Tabla XLV.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Primer piso

PRIMER PISO		
<b>pisos</b>	<b>20</b>	
<b>WD</b>	126,738	KN/m2
<b>pisos</b>	<b>3</b>	
<b>WD</b>	18,159	KN/m2
<b>WL</b>	2	KN/m2

Tabla XLVI.- Cálculo de dimensiones de columnas del Primer piso

PRIMER PISO									
Columna Tipo	Área coop (m2)	PD (KN) A*WD	PL(KN) A*WL	Pu (KN) 1.2PD+1.6PL	A=P/α f'c (mm2)	b (mm)	d (mm)	b > 300 mm	b/d > 0.4
Esquina B'1	8,93	162,09	17,85	223,07	26555,43	500	53	OK	OK
Interna C2	51,70	938,85	103,40	1292,06	109869,44	500	220	OK	OK
Borde A'4	22,13	401,81	44,25	552,98	52664,45	500	105	OK	OK
Interna ext B4	62,55	7927,63	125,10	9713,32	925078,03	<b>1500</b>	<b>617</b>	OK	OK
Interna C4	14,01	1775,60	28,02	2175,55	184996,06	<b>1500</b>	<b>123</b>	OK	OK
Interna C5	40,42	5123,26	80,85	6277,27	533781,65	<b>1500</b>	<b>356</b>	OK	OK
Interna C6	73,02	9254,93	146,05	11339,59	964250,72	<b>1500</b>	<b>643</b>	OK	OK
Interna C7	52,24	6620,99	104,48	8112,36	689826,69	1500	460	OK	OK
Interna C8	27,14	3439,61	54,28	4214,38	358365,50	<b>1500</b>	<b>239</b>	OK	OK



**Cuarto piso:**

Tabla XLVII.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Cuarto piso

CUARTO PISO		
<b>pisos</b>	<b>16</b>	
<b>WD</b>	112,213	KN/m2
<b>WL</b>	2	KN/m2

Tabla XLVIII.- Cálculo de dimensiones de columnas del Cuarto piso

CUARTO PISO									
Columna Tipo	Área coop (m2)	PD (KN) A*WD	PL(KN) A*WL	Pu (KN) 1.2PD+1.6PL	A=P/α f'c (mm2)	b (mm)	d (mm)	b > 300 mm	b/d > 0.4
Esquina B3	20,21	2268,06	40,42	2786,35	331707,74	600	553	OK	OK
Borde B4	52,49	5889,63	104,97	7235,51	689096,08	<b>1350</b>	<b>510</b>	OK	OK
Interna C5	40,42	4536,11	80,85	5572,69	473868,20	<b>1350</b>	<b>351</b>	OK	OK
Interna C6	73,02	8194,27	146,05	10066,79	856019,97	<b>1350</b>	<b>634</b>	OK	OK
Interna C7	52,24	5862,19	104,48	7201,80	612398,22	1350	454	OK	OK
Interna C8	27,14	3045,41	54,28	3741,34	318141,35	<b>1350</b>	<b>236</b>	OK	OK

**Octavo piso:**

Tabla XLIX.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Octavo piso

OCTAVO PISO		
<b>pisos</b>	<b>12</b>	
<b>WD</b>	83,910	KN/m2
<b>WL</b>	2	KN/m2

Tabla L.- Cálculo de dimensiones de columnas del Octavo piso

OCTAVO PISO									
Columna Tipo	Área coop (m2)	PD (KN) A*WD	PL(KN) A*WL	Pu (KN) 1.2PD+1.6PL	A=P/α f'c (mm2)	b (mm)	d (mm)	b > 300 mm	b/d > 0.4
Esquina B3	20,21	1695,99	40,42	2099,86	249983,90	600	417	OK	OK
Borde B4	52,49	4404,10	104,97	5452,87	519321,39	<b>1200</b>	<b>433</b>	OK	OK
Interna C5	40,42	3391,98	80,85	4199,73	357119,86	<b>1200</b>	<b>298</b>	OK	OK
Interna C6	73,02	6127,44	146,05	7586,61	645119,74	<b>1200</b>	<b>538</b>	OK	OK
Interna C7	52,24	4315,20	102,85	5342,80	454319,82	1200	379	OK	OK

**Doceavo piso:**

Tabla LI.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Doceavo piso

DOCEAVO PISO		
<b>pisos</b>	<b>8</b>	
<b>WD</b>	55,607	KN/m2
<b>WL</b>	2	KN/m2

Tabla LII.- Cálculo de dimensiones de columnas del Doceavo piso

DOCEAVO PISO									
Columna Tipo	Área coop (m2)	PD (KN) A*WD	PL(KN) A*WL	Pu (KN) 1.2PD+1.6PL	A=P/α f'c (mm2)	b (mm)	d (mm)	b > 300 mm	b/d > 0.4
Esquina B3	20,21	1123,92	40,42	1413,38	168260,06	600	280	OK	OK
Borde B4	52,49	2918,57	104,97	3670,24	349546,70	<b>1050</b>	<b>333</b>	OK	OK
Interna C5	40,42	2247,84	80,85	2826,77	240371,51	<b>1050</b>	<b>229</b>	OK	OK
Interna C6	73,02	4060,62	146,05	5106,42	434219,51	<b>1050</b>	<b>414</b>	OK	OK
Interna C7	52,24	2904,98	104,48	3653,14	310641,41	1050	296	OK	OK

**Dieciseisavo piso:**

Tabla LIII.- Datos de cargas cálculo de dimensiones de columnas del Dieciseisavo piso

DIECISEISAVO PISO		
<b>pisos</b>	<b>4</b>	
<b>WD</b>	27,303	KN/m2
<b>WL</b>	2	KN/m2

Tabla LIV.- Cálculo de dimensiones de columnas del Dieciseisavo piso

DOCEAVO PISO									
Columna Tipo	Área coop (m2)	PD (KN) A*WD	PL(KN) A*WL	Pu (KN) 1.2PD+1.6PL	A=P/α f'c (mm2)	b (mm)	d (mm)	b > 300 mm	b/d > 0.4
Esquina B3	20,21	551,85	40,42	726,90	86536,22	600	144	OK	OK
Borde B4	52,49	1433,04	104,97	1887,61	179772,02	<b>900</b>	<b>200</b>	OK	OK
Interna C5	40,42	1103,71	80,85	1453,81	123623,17	<b>900</b>	<b>137</b>	OK	OK
Interna C6	73,02	1993,80	146,05	2626,23	223319,28	<b>900</b>	<b>248</b>	OK	OK
Interna C7	52,24	1426,37	104,48	1878,81	159763,01	900	178	OK	OK

Por lo tanto, para nuestro prediseño adoptamos las siguientes dimensiones de columnas:

Tabla LV.- Resumen de Dimensiones de columnas por pisos

PISO	b (cm)	h (cm)
P1-P3	150	70
P4-P7	135	60
P8-P11	120	50
P12-P15	105	50
P16-P20	90	50

### 3.8.4 Predimensionamiento de vigas.

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, que dan buenos resultados, con cargas vivas no excesivas. Las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga.

Para el análisis de estructuras estáticamente indeterminadas existen se pueden dos formas de realizarlos, de forma “exacta” o aplicando un método “aproximado”. Para el prediseño de las vigas se utilizará un método aproximado, el cual será el Método del Portal, para posteriormente verificar las dimensiones en el software estructural.

#### MÉTODO DEL PORTAL:

Método del Portal o también conocido como método del pórtico, es el método aproximado más utilizado para análisis de estructuras de edificios debido a su forma rápida y sencilla de llevar a cabo. El método es utilizado en estructuras complejas e indeterminadas sometidas a fuerzas laterales u horizontales, es utilizado ya que reduce el análisis estático a porciones más pequeñas estáticamente determinadas resueltas mediante la Tercera Ley de Newton y las ecuaciones de equilibrio estático.

Es utilizado para determinar las fuerzas internas producidas por cargas laterales. Se dice que este método, que fue expuesto por vez primera por Albert Smith en la publicación denominada Journal of the Western Society of Engineers (abril, 1915), El tamaño de la estructura importa muy poco, las edificaciones pueden ser de muchos niveles de altura y de varios tramos horizontales de largo, simétricos o asimétricos y, aun así, ser resueltas con mucha facilidad y con un grado de aproximación aceptable es satisfactorio, sin embargo, se dice que es recomendable para edificios hasta de 25 pisos.

Para poder realizar el análisis por el método del portal se tiene que considerar que la estructura está empotrada en la base y que es sometida a cargas laterales, lo que provoca que los marcos se flexionen de la misma manera además que se puede considerar que los puntos de inflexión se presentarán en la mitad de cada elemento (columnas y vigas).

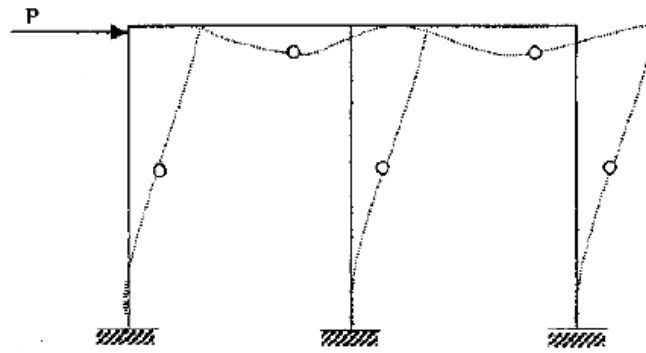


Figura 31.-Diagrama de curva elástica, marcando las deflexiones de la estructura.

Además, deben formularse por lo menos tres hipótesis por cada marco o por cada viga. En este método, la estructura se considera dividida en pórticos o marcos independientes, y se establecen los tres supuestos siguientes:

1. Las columnas se deforman de manera que en su punto medio se forma un punto de inflexión.
2. Las vigas se deforman de modo que en su punto medio se forma un punto de inflexión.
3. Las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel están distribuidas arbitrariamente entre las columnas. Una distribución que se emplea comúnmente consiste en suponer que las columnas internas absorben 2 veces el cortante que toman las columnas externas.

Teniendo esas hipótesis y conociendo los puntos de inflexión, por equilibrio de fuerzas laterales se procede a calcular la fuerza cortante que existe en cada entrepiso, para así luego determinar los momentos en las vigas.

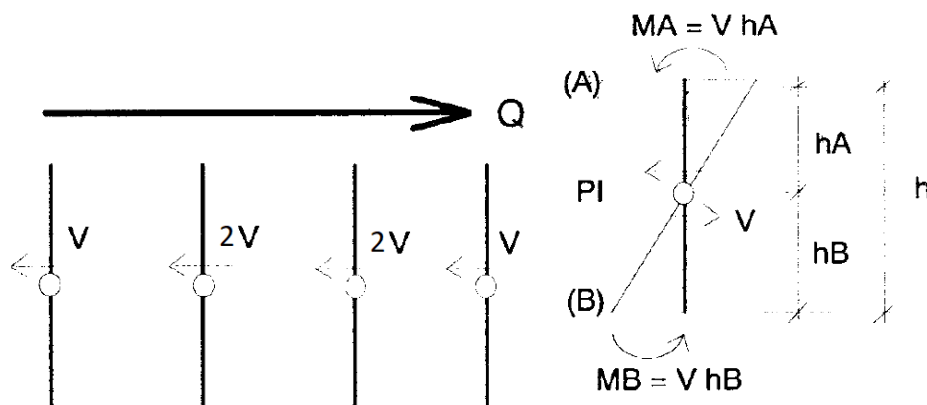


Figura 32.-Cortantes, Momentos y puntos de deflexión en columnas.

Conociendo el método a aplicar, se procede a realizar los cálculos correspondientes para obtener las dimensiones de las vigas.

### 3.8.4.1 Cargas a considerar.

#### 3.8.4.1.1 Cortantes:

Tabla LVI.- Fuerzas Laterales y Cortantes por pisos para cálculo de vigas

PISO	NIVEL	hi (m)	Fx (Ton)	Vx (Ton)
<b>CUBIERTA</b>	<b>20</b>	3,6	45,60	45,60
<b>16A</b>	<b>19</b>	3,6	42,42	88,01
<b>16B</b>	<b>18</b>	3,6	39,31	127,32
<b>15</b>	<b>17</b>	3,6	36,28	163,60
<b>14</b>	<b>16</b>	3,6	33,32	196,92
<b>12A</b>	<b>15</b>	3,6	30,44	227,35
<b>12B</b>	<b>14</b>	3,6	27,64	254,99
<b>11A</b>	<b>13</b>	3,6	24,92	279,92
<b>11B</b>	<b>12</b>	3,6	22,30	302,21
<b>10A</b>	<b>11</b>	3,6	19,76	321,97
<b>10B</b>	<b>10</b>	3,6	17,32	339,30
<b>9</b>	<b>9</b>	3,6	14,98	354,28
<b>8</b>	<b>8</b>	3,6	12,75	367,03
<b>7</b>	<b>7</b>	3,6	10,63	377,67
<b>6</b>	<b>6</b>	3,6	8,64	386,30
<b>5</b>	<b>5</b>	3,6	6,77	393,08
<b>4</b>	<b>4</b>	4,6	4,61	397,69
<b>3</b>	<b>3</b>	3,6	2,43	400,11
<b>2</b>	<b>2</b>	3,2	1,51	401,62
<b>1</b>	<b>1</b>	4,6	0,46	<b>402,08</b>

#### 3.8.4.1.2 Cargas Distribuidas y Momentos:

Los siguientes datos son aplicados para todos los entrepisos ya que se han considerado las mismas cargas:

Tabla LVII.- Cargas distribuidas y Momentos en vigas

B	8,15	m
L	9,93	m
<b>WD</b>	<b>0,6076</b>	<b>T/m2</b>
MD	48,828	T m
<b>WL</b>	<b>0,2</b>	<b>T/m2</b>
ML	16,072	T m

$$q = Wd \times \text{Área de influencia}$$

(3.15)

$$M = \frac{q L n^2}{10} \quad (3.16)$$

**Dónde:**

**B** Ancho tributario  
**L** Longitud de viga  
**q** Carga distribuida por metro lineal  
**WD** Carga Distribuida por carga muerta  
**MD** momento por carga muerta  
**WL** Carga Distribuida por carga viva  
**ML** momento por carga viva

#### 3.8.4.1.3 Cálculo de dimensiones de vigas:

Para poder realizar el cálculo de las dimensiones de las vigas primero tenemos que conocer el momento ejercido por el sismo, a su vez el momento mayorado el cual será utilizado para el cálculo del peralte, para este se utilizará la Combinación 5 que establece la NEC-SE-CG 2015 en su capítulo 3.4.3.

Dónde:  $M_u = 1.2D + 1.0E + L$

Realizando los pasos establecidos por el Método del portal, utilizando los esfuerzos de cortantes que actúan en cada entrepiso, llegamos a conocer los momentos ejercidos en las vigas. Por lo tanto, tenemos los siguientes momentos en las vigas de cada entrepiso:

Tabla LVIII.- Momentos en vigas, por pisos

ENTREPISO	ME' (Ton)	MD (Ton)	ML (Ton)
1	84,187	48,828	16,072
2	83,981	48,828	16,072
3	83,569	48,828	16,072
4	82,832	48,828	16,072
5	81,640	48,828	16,072
6	80,025	48,828	16,072
7	78,007	48,828	16,072
8	75,557	48,828	16,072
9	72,652	48,828	16,072
10	69,268	48,828	16,072
11	65,384	48,828	16,072
12	60,978	48,828	16,072
13	56,032	48,828	16,072
14	50,526	48,828	16,072
15	44,442	48,828	16,072
16	37,764	48,828	16,072
17	30,474	48,828	16,072
18	22,556	48,828	16,072
19	13,995	48,828	16,072
20	13,577	48,828	16,072

Para el cálculo del peralte hacemos uso de la siguiente ecuación del momento, en la cual despejamos el peralte  $d$  tal como lo realizamos para la viga secundaria utilizando las ecuaciones (5.10) a la (5.13):

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left( 1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$R_u = \rho f_y \left( 1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c 0.003}{f_y 0.003 + \epsilon_y}$$

$$\rho = 0.50 \rho_b$$

Para el cálculo tenemos los siguientes datos:

Tabla LIX.- Datos para cálculo de cuantía

$f'_c$	42	Mpa
$f'_y$	420	Mpa
$\beta_1$	0,75	
$\epsilon_y$	0,002	

Tabla LX.- Cálculo de cuantías para vigas principales

CUANTÍA	
$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c 0.003}{f_y 0.003 + \epsilon_y}$	0,038
$\rho = 0.50 \rho_b$	0,019

Resolviendo las ecuaciones antes mostradas y para optimizar los cálculos, se realizará el cálculo de las dimensiones de vigas cada 4 pisos, o como se indica a continuación en la tabla de resumen, además de comprobar los requerimientos establecidos en la norma ACI 318S-14 en su capítulo 18.6.2, donde indica lo siguiente:

- La luz libre  $L_n$  no debe ser menos a 4  $d$
- El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual a 0.3 $h$  o 250mm

Además de cumplir con la altura mínima de vigas no preesforzadas, establecidas en la Norma ACI 318S-14 en su tabla 9.3.1.1:

Altura mínima,

$$h = \frac{L}{18.5} \quad (3.17)$$

Por lo tanto, tenemos:

Tabla LXI.- Cálculo y verificaciones de dimensiones de vigas principales

$\phi R_n$	$M_u$ (T m)	$L_n$ (m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$h$ (cm)	$L/18,5$ (cm)	$h \geq L/18,5$	$l_n > 0.4h$	$b_w > 0.3h$	$b_w > 25\text{cm}$	nivel
45,382	158,855	6,64	65	73	75	35,89	OK	OK	OK	OK	1er - 3er piso
45,382	157,499	9,08	65	73	75	49,08	OK	OK	OK	OK	4to-8vo psio
45,382	147,319	9,08	65	71	75	49,08	OK	OK	OK	OK	9no-12vo piso
45,382	130,699	9,08	60	69	75	49,08	OK	OK	OK	OK	13vo-16vo piso
45,382	105,141	9,08	60	62	70	49,08	OK	OK	OK	OK	17vo-20vo piso

Tabla LXII.- Resumen de dimensiones de vigas principales por pisos

Dimensiones de vigas		
nivel	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)
1er - 3er piso	65	75
4to-8vo psio	65	75
9no-12vo piso	65	75
13vo-16vo piso	60	75
17vo-20vo piso	60	70

### 3.8.5 Predimensionamiento de muros de corte.

A continuación, se realizará el pre dimensionamiento del espesor de los muros para luego realizar una simulación en el programa ETABS y de esta manera verificar que la ubicación y espesor de los mismos sea la óptima.

#### 3.8.5.1 Espesor de muro.

Dado que para el pre dimensionamiento de muros no existe una formula determinada se tomarán las siguientes recomendaciones dadas por el ACI en su capítulo 11.3.1.1:



$$t_w \geq L/25 \quad (3.18)$$

$$t_w > 10 \text{ cm} \quad (3.19)$$

Donde:

$t_w$  Espesor del muro

$L$  Longitud entre ejes de menor dimensión

Teniendo una longitud 2,78 m para los muros de los tres primeros pisos en el sentido Y ejes 3 al 10:

$$t_w \geq \frac{2,78}{25} = 0,11 \text{ m}$$

Y para los muros de escalera y ascensor tenemos una longitud de muro de 8,15m, por lo tanto, tenemos un espesor de:

$$t_w \geq \frac{8,15}{25} = 0,33 \text{ m}$$

Para el prediseño de los muros del edificio se tomará como espesor 30 cm para todos los muros del primer a tercer piso que solo intervengan en el parqueadero, mientras que para los muros que vayan del primer piso a la cubierta, se tomará un espesor de 50 cm. Estos espesores cumplen con las condiciones anteriormente mencionadas.

### 3.8.5.2 Distribución de muros en el edificio.

La Norma Ecuatoriana de La Construcción (NEC) resalta en la importancia de la adecuada disposición espacial que hay que darles a los muros estructurales y define como una correcta disposición al ubicar los muros lo más simétricamente posible, y recomienda que su longitud en planta se mantenga a todo lo alto de la estructura. Esta recomendación es de común práctica en el diseño sismo resistente, el cual tiene como objetivo el minimizar la excentricidad entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) de la estructura, ya que al existir excentricidad entre estos dos se producirán momentos torsores en planta.

Para la verificación de la más óptima ubicación de muros, más adelante se deberá revisar que las derivas de piso cumplan con el porcentaje aceptado por la NEC-15, la cual nos indica que el máximo permitido es del 2%, además, se deberán revisar los

modos de vibración de la estructura, los cuales dependerán directamente de la masa, rigidez y disposición de los elementos estructurales del edificio.

La distribución en planta de los muros es la siguiente:

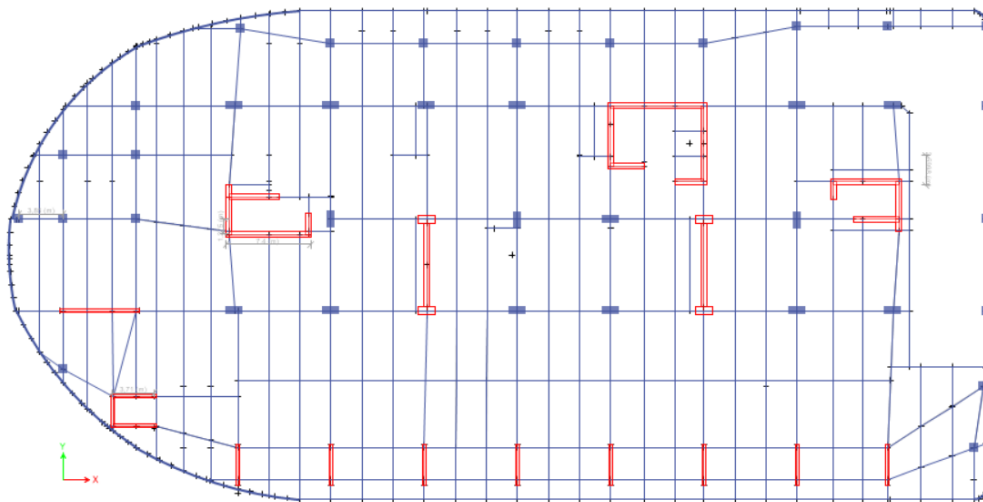


Figura 33.-Distribución de muros Piso 1 a Piso 3

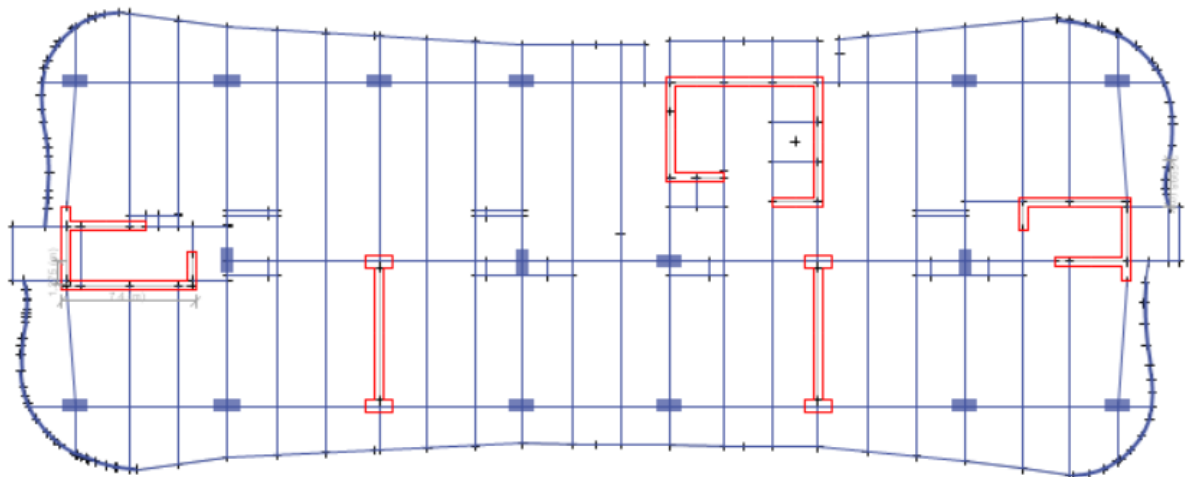


Figura 34.- Distribución de muros Piso 1 a Cubierta

# CAPÍTULO 4

## 4 ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se realiza el análisis de la estructura mediante el Software de análisis estructural ETABS, el cual consiste en un modelo matemático con un sistema tridimensional de elementos verticales y horizontales (elementos en flexo compresión), que tienen como condiciones de borde un sistema articulado, empotrado y/o móvil, según sea el modelo presentado.

El detallado del edificio se lo desarrollara en el programa ETABS v16.2.1 en el que se ingresaran los datos como materiales y las secciones calculadas en el prediseño.

El edificio contará con la configuración de vigas y columnas anteriormente prediseñadas en cada uno de sus niveles, tendrá una configuración en planta y elevación tal como se ha presentado anteriormente.

### 4.1 Creación del Modelo.

Una vez creado un nuevo archivo en el cual vamos a trabajar y teniendo las grillas adecuadas, procedemos a realizar los siguientes pasos:

#### Paso 1: Creación de materiales

Para el presente proyecto utilizaremos concreto de  $f'_c = 42$  Mpa para vigas y columnas,  $f'_c = 24$  Mpa para la losa, mientras que para los muros usaremos  $f'_c = 5000$  kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo de 420 Mpa.

En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la NEC-SE-DS, el módulo de elasticidad del hormigón,  $E_c$  (GPa) será calculado para hormigones de densidad normal de esta manera:

$$E_c = 4.7 \sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Donde:

$E_c$  = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Para el módulo de elasticidad del acero se utilizará  $E=2100000$ .

### **Paso 2: Creación de los elementos (vigas y columnas).**

Para el posterior análisis al momento de crear las columnas y vigas debemos utilizar la Inercia agrietada de estos elementos tal como estipula el NEC-15 Peligro Sísmico en su capítulo 6.1.6, por lo que se procede modificar la inercia bruta por la agrietada. Tal como se indica en la Norma, las inercias agrietadas para cada elemento son:

- 0.5  $I_g$  para vigas
- 0.8  $I_g$  para columnas
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales

### **Paso 3: Creación de losa.**

En este paso creamos nuestra losa maciza armada en una dirección, aquí es importante definir la losa como membrana para que distribuya de manera correcta las cargas hacia las vigas.

### **Paso 4: Creación de muros de corte.**

Para los muros de corte se determina que es un elemento “shell” y se procede a ingresar los datos correspondientes como materiales que en este caso es  $f'c=50$  Mpa, el espesor de los muros será de 500mm para los muros de escaleras y todos aquellos que van desde la primera planta hasta la cubierta, para los muros que van desde la primera planta hasta la tercera los cuales corresponden a los de los parqueaderos serán de 300mm y la inercia agrietada para muros como determina la NEC-15 que es 0.6 $I_g$ .

### **Paso 5: Definición de los casos de carga estática.**

Se procede a ingresar los Patrones de carga estática como son:

- Carga viva: CV designada por la NEC-15
- Carga muerta: CM calculada
- Peso propio: PP calculada

En el caso del peso propio se debe ingresar un factor de multiplicación de 1, debido a que el programa ya calcula el peso propio de la estructura.

**Cargas por sismo:**

- Sismo en sentido X: SX
- Sismo en sentido Y: SY

En el caso de cargas sísmicas en “Auto Lateral Load” utilizamos “User Coefficient”, en este estado de cargas se debe ingresar el coeficiente del cortante basal calculado con la siguiente ecuación (2.9), la cual para nuestro caso será:

$$V = \left( \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} \right) W$$

$$V = (0,10)W$$

Tabla LXIII.- Coeficiente de Cortante Basal C

CORTANTE BASAL		
I	1	
Sa	0,72	
R	8	
Φp	1	
Φe	0,9	
W	322982,14	KN
<b>C</b>	<b>0,100</b>	

Este coeficiente C debe ser asignado tanto para sismo en X, como para sismo en Y, se lo realiza en dando clic en “modify lateral load”.

**Paso 6: Análisis modal espectral.**

Aquí procedemos a ingresar el espectro de diseño calculado.

En esta sección se debe ingresar el espectro de respuesta calculado, en este caso como se está analizando un edificio de Ecuador y se está trabajando con la Norma de dicho país, en la opción de elegir función se debe buscar “Ecuador Norma NEC-SE-DS-2015”, luego de haber adherido dicha función se procede a ingresar los datos de los factores (Fa, Fd, Fs) que dependen del tipo de suelo, con esto se formará el espectro de respuesta calculado según las formulas revisadas anteriormente en la Norma.

**Paso 7: Casos Carga de espectro de respuesta.**

En esta sección se debe crear casos de espectro de respuesta tanto para el sentido X (UX), como para el sentido Y (UY), en donde se ingresa el factor de escala de la gravedad que es de 9.81 m/s<sup>2</sup>, y el factor de amortiguamiento máximo que indica la Norma NEC-15 para edificios de hormigón armado, la cual se considera un 5%.

**Paso 8: Combinaciones de cargas.**

Para las combinaciones de carga se consideran sólo las cargas muertas (CM + PP), carga viva (CV) y sismo (SX, SY).

COMBO 1	:	1,4D
COMBO 2	:	1,2D + 1,6L
COMBO 3	:	1,2D + 1,0L + 1,0Ex + 0,30 Ey
COMBO 3-1	:	1,2D + 1,0L - 1,0Ex - 0,30 Ey
COMBO 4	:	1,2D + 1,0L + 0,30 Ex + 1,0Ey
COMBO 4-1	:	1,2D + 1,0L - 0,30 Ex - 1,0Ey
COMBO 5	:	0,9D + 1,0Ex + 0,30 Ey
COMBO 5-1	:	0,9D - 1,0Ex - 0,30 Ey
COMBO 6	:	0,9D + 0,30Ex + 1,0Ey
COMBO 6-1	:	0,9D - 0,30Ex - 1,0Ey

Estas cargas son ingresadas al programa.

Además, se crea una combinación adicional llamada ENVOLVENTE, dicha combinación tendrá los valores críticos, máximos y mínimos de todas las combinaciones, de esta combinación se tomarán los valores de momento y cortante para el diseño de los elementos estructurales.

**Paso 9: Asignación de cargas.**

Ahora procedemos a asignar las cargas a las losas de cada uno de los pisos, excluyendo la carga por peso propio PP ya que esta es calculada automáticamente por el programa ETABS.

- CM= 1,39 KN/ m<sup>2</sup>
- CV=2 KN/ m<sup>2</sup>

Se selecciona las losas de todos los pisos y se asigna las cargas correspondientes a cada losa. Se realiza este procedimiento tanto para ingresar las cargas muertas como para cargas vivas.

**Paso 10: Asignación de elementos Pier a muros y columnas.**

Cada muro debe ser considerado como un tipo diferente de Pier, así mismo para que las columnas que se encuentran en las esquinas de los muros actúen como cabezales de los muros se le debe asignar el mismo tipo de pier que al muro.

**Paso 11: Creación y Asignación de diafragmas.**

Las losas de cada piso se deben considerar como diafragmas rígidos para lo cual se asigna la restricción de diafragma a cada uno de ellos. Para ello creamos un diafragma rígido para cada piso y luego se procede a asignarlo.

**Paso 12: Masa de la estructura.**

Según lo que especifica en la Norma NEC-15, la carga sísmica reactiva  $W$  considera un 100% de la carga muerta y no considera la carga viva ya que se trata de edificio de viviendas.

Por lo que se asignará solo carga muerta (PP+CM) en la participación de masa de estructura, donde se colocará el valor de 1 para la carga por peso propio como para la carga muerta adicional.

**Paso 13: Definir número de modos.**

El número total de modos de la estructura será el número de pisos por el número de modos, dado que son 3 modos por piso (1 rotacional y 2 traslacionales) y el edificio consta de 20 pisos, el número de modos total será de 60, en los cuales deberá participar como mínimo el 90% de la masa total de la estructura.

**4.2 Revisión del Modelo.****4.2.1 Verificación de Cortantes.**

La norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en su capítulo 6.2.2 literal b, indica que el valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no deber ser:

- < 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Por lo tanto, verificaremos que nuestro análisis cumpla con este requerimiento, caso contrario se realizará el ajuste de los cortantes mediante la siguiente fórmula:

$$F_{cX} = 0,80 \times \left( \frac{V_{X \text{ Estático}}}{V_{X \text{ Dinámico}}} \right) \quad (4.2)$$

## CORTANTE EJE X

Tabla LXIV.- Cortantes Estáticos en el eje X

Piso	Load Case/Com.	Location	P (KN)	VX (KN)	VY (KN)	T (KN m)	MX (KN m)	MY (KN m)
CUB - N +73.60	SISMO X	Top	0,0019	-3388,0118	-0,0007	83906,7974	0,048	-0,0344
CUB - N +73.60	SISMO X	Bottom	0,0019	-3388,0118	-0,0007	83906,7974	0,0504	-12196,8769
P16A - N +70.00	SISMO X	Top	0,0019	-6529,2088	-0,001	162765,897	0,0504	-12196,8769
P16A - N +70.00	SISMO X	Bottom	0,0019	-6529,2088	-0,001	162765,897	0,0539	-35702,0286
P16B - N +66.40	SISMO X	Top	0,0019	-9969,2065	-0,0002	247947,272	0,0524	-35702,0198
P16B - N +66.40	SISMO X	Bottom	0,0019	-9969,2065	-0,0002	247947,272	0,053	-71591,1634
P15 - N +62.80	SISMO X	Top	0,002	-13019,2708	0,0004	323633,22	0,0567	-71591,1509
P15 - N +62.80	SISMO X	Bottom	0,002	-13019,2708	0,0004	323633,22	0,0554	-118460,526
P14 - N +59.20	SISMO X	Top	0,0021	-15877,6688	-0,0002	394404,949	0,0559	-118460,52
P14 - N +59.20	SISMO X	Bottom	0,0021	-15877,6688	-0,0002	394404,949	0,0566	-175620,128
P12A - N +55.60	SISMO X	Top	0,0021	-18178,1089	-0,0004	452126,593	0,0566	-175620,128
P12A - N +55.60	SISMO X	Bottom	0,0021	-18178,1089	-0,0004	452126,593	0,0581	-241061,32
P12B - N +52.00	SISMO X	Top	0,0018	-20651,7807	-0,0014	513386,525	0,0517	-241061,299
P12B - N +52.00	SISMO X	Bottom	0,0018	-20651,7807	-0,0014	513386,525	0,0569	-315407,71
P11A - N +48.40	SISMO X	Top	0,0018	-22546,8091	-0,0014	560929,767	0,0569	-315407,71
P11A - N +48.40	SISMO X	Bottom	0,0018	-22546,8091	-0,0014	560929,767	0,062	-396576,222
P11B - N +44.80	SISMO X	Top	0,0027	-24606,1269	-0,0011	611916,66	0,0845	-396576,248
P11B - N +44.80	SISMO X	Bottom	0,0027	-24606,1269	-0,0011	611916,66	0,0884	-485158,305
P10A - N +41.20	SISMO X	Top	0,0027	-26178,4657	-0,0012	651379,258	0,0883	-485158,305
P10A - N +41.20	SISMO X	Bottom	0,0027	-26178,4657	-0,0012	651379,258	0,0925	-579400,781
P10B - N +37.60	SISMO X	Top	0,0033	-27792,9478	-0,0008	691349,801	0,1064	-579400,797
P10B - N +37.60	SISMO X	Bottom	0,0033	-27792,9478	-0,0008	691349,801	0,1094	-679455,409
P9 - N +34.00	SISMO X	Top	0,0032	-29144,354	-0,0008	724801,515	0,1075	-679455,421
P9 - N +34.00	SISMO X	Bottom	0,0032	-29144,354	-0,0008	724801,515	0,1105	-784375,095
P8 - N +30.40	SISMO X	Top	0,0026	-30294,954	-0,0012	753282,261	0,0964	-784375,071
P8 - N +30.40	SISMO X	Bottom	0,0026	-30294,954	-0,0012	753282,261	0,1005	-893436,906
P7 - N +26.80	SISMO X	Top	0,0025	-31255,4558	-0,0013	777057,873	0,0968	-893436,905
P7 - N +26.80	SISMO X	Bottom	0,0025	-31255,4558	-0,0013	777057,873	0,1015	-1005957
P6 - N +23.20	SISMO X	Top	0,0024	-32037,6451	-0,0013	796419,74	0,0994	-1005957
P6 - N +23.20	SISMO X	Bottom	0,0024	-32037,6451	-0,0013	796419,74	0,1043	-1121292
P5 - N +19.60	SISMO X	Top	0,0022	-32651,2062	-0,0013	811602,734	0,1005	-1121292
P5 - N +19.60	SISMO X	Bottom	0,0022	-32651,2062	-0,0013	811602,734	0,1053	-1238836
P4 - N +16.00	SISMO X	Top	0,0018	-33129,2078	-0,0013	823437,952	0,0953	-1238836
P4 - N +16.00	SISMO X	Bottom	0,0018	-33129,2078	-0,0013	823437,952	0,101	-1391231
P3 - N +11.40	SISMO X	Top	0,0018	-33750,554	-0,0012	837124,18	0,0992	-1391231
P3 - N +11.40	SISMO X	Bottom	0,0018	-33750,554	-0,0012	837124,18	0,1035	-1512733
P2 - N +7.80	SISMO X	Top	0,0017	-34106,2689	-0,0012	844818,713	0,1023	-1512733
P2 - N +7.80	SISMO X	Bottom	0,0017	-34106,2689	-0,0012	844818,713	0,1063	-1621873
P1 - N +4.60	SISMO X	Top	0,0018	-34273,4993	-0,0012	848376,613	0,1079	-1621873
P1 - N +4.60	SISMO X	Bottom	0,0018	-34273,4993	-0,0012	848376,613	0,1134	-1779531

Fuente: ETABS

$$V(x) = -34273,49 \text{ KN.}$$



Tabla LXV.- Cortantes dinámicos en el eje X

Piso	Load Case/Com.	Location	P (KN)	VX (KN)	VY (KN)	T (KN m)	MX (KN m <sup>1</sup> )	MY (KN m <sup>1</sup> )
CUB - N +73.60	UXR8 Max	Top	0,001	1883,7439	950,6653	39649,6935	0,025	0,018
CUB - N +73.60	UXR8 Max	Bottom	0,001	1883,7439	950,6653	39649,6935	3422,4041	6781,4933
P16A - N +70.00	UXR8 Max	Top	0,001	3513,8615	1750,2241	75356,1536	3422,4041	6781,4933
P16A - N +70.00	UXR8 Max	Bottom	0,001	3513,8615	1750,2241	75356,1536	9709,0424	19416,3438
P16B - N +66.40	UXR8 Max	Top	0,001	5201,4009	2562,8687	112566,367	9709,0424	19416,3394
P16B - N +66.40	UXR8 Max	Bottom	0,001	5201,4009	2562,8687	112566,367	18870,0416	38062,8805
P15 - N +62.80	UXR8 Max	Top	0,001	6638,8704	3247,8475	144490,426	18870,0417	38062,8739
P15 - N +62.80	UXR8 Max	Bottom	0,001	6638,8704	3247,8475	144490,426	30437,6048	61784,6263
P14 - N +59.20	UXR8 Max	Top	0,001	7957,1347	3866,9021	173569,149	30437,6051	61784,6234
P14 - N +59.20	UXR8 Max	Bottom	0,001	7957,1347	3866,9021	173569,149	44156,217	90108,2497
P12A - N +55.60	UXR8 Max	Top	0,001	9005,6363	4355,2882	196703,19	44156,217	90108,2497
P12A - N +55.60	UXR8 Max	Bottom	0,001	9005,6363	4355,2882	196703,19	59562,367	122083,53
P12B - N +52.00	UXR8 Max	Top	0,0009	10135,253	4879,9618	221403,77	59562,3641	122083,519
P12B - N +52.00	UXR8 Max	Bottom	0,0009	10135,253	4879,9618	221403,77	76724,4542	157911,667
P11A - N +48.40	UXR8 Max	Top	0,0009	11004,0925	5285,2092	240715,626	76724,4542	157911,667
P11A - N +48.40	UXR8 Max	Bottom	0,0009	11004,0925	5285,2092	240715,626	95261,8436	196736,295
P11B - N +44.80	UXR8 Max	Top	0,0014	11961,7644	5732,0921	261992,291	95261,8514	196736,308
P11B - N +44.80	UXR8 Max	Bottom	0,0014	11961,7644	5732,0921	261992,291	115259,852	238769,039
P10A - N +41.20	UXR8 Max	Top	0,0014	12705,6795	6082,6074	278842,869	115259,852	238769,039
P10A - N +41.20	UXR8 Max	Bottom	0,0014	12705,6795	6082,6074	278842,869	136430,78	283335,555
P10B - N +37.60	UXR8 Max	Top	0,0016	13490,0705	6453,617	296492,882	136430,787	283335,564
P10B - N +37.60	UXR8 Max	Bottom	0,0016	13490,0705	6453,617	296492,882	158794,758	330489,751
P9 - N +34.00	UXR8 Max	Top	0,0016	14169,4044	6778,4895	311839,198	158794,759	330489,758
P9 - N +34.00	UXR8 Max	Bottom	0,0016	14169,4044	6778,4895	311839,198	182209,901	379887,519
P8 - N +30.40	UXR8 Max	Top	0,0014	14769,5458	7068,833	325403,646	182209,898	379887,506
P8 - N +30.40	UXR8 Max	Bottom	0,0014	14769,5458	7068,833	325403,646	206564,338	431261,716
P7 - N +26.80	UXR8 Max	Top	0,0013	15291,7129	7325,3389	337252,143	206564,337	431261,716
P7 - N +26.80	UXR8 Max	Bottom	0,0013	15291,7129	7325,3389	337252,143	231749,169	484354,175
P6 - N +23.20	UXR8 Max	Top	0,0013	15736,9304	7548,5697	347504,84	231749,17	484354,173
P6 - N +23.20	UXR8 Max	Bottom	0,0013	15736,9304	7548,5697	347504,84	257659,175	538915,712
P5 - N +19.60	UXR8 Max	Top	0,0013	16104,369	7737,7455	356240,297	257659,176	538915,713
P5 - N +19.60	UXR8 Max	Bottom	0,0013	16104,369	7737,7455	356240,297	284190,825	594702,294
P4 - N +16.00	UXR8 Max	Top	0,0012	16408,3496	7899,1872	363875,96	284190,823	594702,295
P4 - N +16.00	UXR8 Max	Bottom	0,0012	16408,3496	7899,1872	363875,96	318816,763	667355,997
P3 - N +11.40	UXR8 Max	Top	0,0011	16872,8567	8161,1634	375001,981	318816,763	667355,996
P3 - N +11.40	UXR8 Max	Bottom	0,0011	16872,8567	8161,1634	375001,981	346544,181	725418,286
P2 - N +7.80	UXR8 Max	Top	0,0011	17214,3592	8366,2746	383594,172	346544,18	725418,285
P2 - N +7.80	UXR8 Max	Bottom	0,0011	17214,3592	8366,2746	383594,172	371618,311	777792,269
P1 - N +4.60	UXR8 Max	Top	0,0011	17425,5892	8482,9684	388875,946	371618,312	777792,269
P1 - N +4.60	UXR8 Max	Bottom	0,0011	17425,5892	8482,9684	388875,946	408211,053	853995,779

Fuente: ETABS

$V(x) = 17425,58 \text{ KN.}$

**Factor de corrección.**

$$F_{cX} = 0,80 \times \left( \frac{Vx \text{ Estático}}{Vx \text{ Dinámico}} \right) = 0,80 \times \left( \frac{34273,4993}{17425,5892} \right) = 1,57$$

Ya que el factor de corrección de Cortante en X es mayor a 1, se necesita realizar corrección en el Cortante. Por lo tanto, el factor de corrección de cortante para el eje X es 1,57.

## CORTANTE EJE Y

Tabla LXVI.- Cortantes Estáticos en el eje Y

Piso	Load Case/Com	Location	P (KN)	VX (KN)	VY (KN)	T (KN m)	MX (KN m)	MY (KN m)
CUB - N +73.60	SISMO Y	Top	-0,0008	0,0003	-3388,0178	-158918,042	-0,0199	0,0097
CUB - N +73.60	SISMO Y	Bottom	-0,0008	0,0003	-3388,0178	-158918,042	12196,8442	0,0107
P16A - N +70.00	SISMO Y	Top	-0,0008	0,0003	-6529,2111	-306476,394	12196,8442	0,0107
P16A - N +70.00	SISMO Y	Bottom	-0,0008	0,0003	-6529,2111	-306476,394	35702,0041	0,0118
P16B - N +66.40	SISMO Y	Top	-0,0007	0,0001	-9969,2022	-467762,951	35702,0066	0,0123
P16B - N +66.40	SISMO Y	Bottom	-0,0007	0,0001	-9969,2022	-467762,951	71591,1347	0,0126
P15 - N +62.80	SISMO Y	Top	-0,0009	0,0001	-13019,2725	-610937,528	71591,1301	0,0196
P15 - N +62.80	SISMO Y	Bottom	-0,0009	0,0001	-13019,2725	-610937,528	118460,511	0,02
P14 - N +59.20	SISMO Y	Top	-0,0008	4,89E-05	-15877,6689	-745208,937	118460,513	0,0206
P14 - N +59.20	SISMO Y	Bottom	-0,0008	4,89E-05	-15877,6689	-745208,937	175620,121	0,0207
P12A - N +55.60	SISMO Y	Top	-0,0008	0,0001	-18178,1114	-853186,314	175620,121	0,0208
P12A - N +55.60	SISMO Y	Bottom	-0,0008	0,0001	-18178,1114	-853186,314	241061,322	0,021
P12B - N +52.00	SISMO Y	Top	-0,001	-0,0002	-20651,7822	-969161,759	241061,316	0,0299
P12B - N +52.00	SISMO Y	Bottom	-0,001	-0,0002	-20651,7822	-969161,759	315407,732	0,029
P11A - N +48.40	SISMO Y	Top	-0,001	-0,0002	-22546,8118	-1058092	315407,732	0,0291
P11A - N +48.40	SISMO Y	Bottom	-0,001	-0,0002	-22546,8118	-1058092	396576,255	0,0283
P11B - N +44.80	SISMO Y	Top	-0,0008	0,0001	-24606,1252	-1154613	396576,261	0,0189
P11B - N +44.80	SISMO Y	Bottom	-0,0008	0,0001	-24606,1252	-1154613	485158,312	0,0194
P10A - N +41.20	SISMO Y	Top	-0,0008	0,0002	-26178,4619	-1228501	485158,312	0,0194
P10A - N +41.20	SISMO Y	Bottom	-0,0008	0,0002	-26178,4619	-1228501	579400,775	0,0199
P10B - N +37.60	SISMO Y	Top	-0,0002	0,0003	-27792,9429	-1304164	579400,789	0,007
P10B - N +37.60	SISMO Y	Bottom	-0,0002	0,0003	-27792,9429	-1304164	679455,383	0,0082
P9 - N +34.00	SISMO Y	Top	0,0002	0,0004	-29144,3498	-1367619	679455,394	-0,003
P9 - N +34.00	SISMO Y	Bottom	0,0002	0,0004	-29144,3498	-1367619	784375,054	-0,0016
P8 - N +30.40	SISMO Y	Top	0,0008	0,0003	-30294,9496	-1421668	784375,067	-0,0063
P8 - N +30.40	SISMO Y	Bottom	0,0008	0,0003	-30294,9496	-1421668	893436,886	-0,0052
P7 - N +26.80	SISMO Y	Top	0,0009	0,0003	-31255,4503	-1466783	893436,889	-0,0076
P7 - N +26.80	SISMO Y	Bottom	0,0009	0,0003	-31255,4503	-1466783	1005956,51	-0,0065
P6 - N +23.20	SISMO Y	Top	0,0012	0,0003	-32037,6382	-1503520	1005956,52	-0,0107
P6 - N +23.20	SISMO Y	Bottom	0,0012	0,0003	-32037,6382	-1503520	1121292,01	-0,0096
P5 - N +19.60	SISMO Y	Top	0,0017	0,0003	-32651,1999	-1532325	1121292,03	-0,0188
P5 - N +19.60	SISMO Y	Bottom	0,0017	0,0003	-32651,1999	-1532325	1238836,35	-0,0176
P4 - N +16.00	SISMO Y	Top	0,0019	0,0003	-33129,2015	-1554772	1238836,35	-0,0237
P4 - N +16.00	SISMO Y	Bottom	0,0019	0,0003	-33129,2015	-1554772	1391230,68	-0,0221
P3 - N +11.40	SISMO Y	Top	0,0019	-0,0006	-33750,5433	-1582754	1391230,68	-0,0216
P3 - N +11.40	SISMO Y	Bottom	0,0019	-0,0006	-33750,5433	-1582754	1512732,64	-0,0236
P2 - N +7.80	SISMO Y	Top	0,0019	-0,001	-34106,2546	-1598403	1512732,63	-0,023
P2 - N +7.80	SISMO Y	Bottom	0,0019	-0,001	-34106,2546	-1598403	1621872,65	-0,0262
P1 - N +4.60	SISMO Y	Top	0,0019	-0,0011	-34273,4833	-1605613	1621872,65	-0,0266
P1 - N +4.60	SISMO Y	Bottom	0,0019	-0,0011	-34273,4833	-1605613	1779530,67	-0,0315

Fuente: ETABS

 $V(y) = -34273,48 \text{ KN.}$

Tabla LXVII.- Cortantes Dinámicos en el eje Y

Piso	Load Case/Com.	Location	P (KN)	VX (KN)	VY (KN)	T (KN m)	MX (KN m)	MY (KN m)
CUB - N +73.60	UYR8 Max	Top	0,0007	974,1194	1538,3193	84734,4173	0,0163	0,01
CUB - N +73.60	UYR8 Max	Bottom	0,0007	974,1194	1538,3193	84734,4173	5537,9419	3506,8313
P16A - N +70.00	UYR8 Max	Top	0,0007	1789,4295	2879,0775	158547,112	5537,9419	3506,8313
P16A - N +70.00	UYR8 Max	Bottom	0,0007	1789,4295	2879,0775	158547,112	15891,4062	9933,5388
P16B - N +66.40	UYR8 Max	Top	0,0006	2587,2013	4262,6654	234314,759	15891,407	9933,5386
P16B - N +66.40	UYR8 Max	Bottom	0,0006	2587,2013	4262,6654	234314,759	31178,7775	19172,509
P15 - N +62.80	UYR8 Max	Top	0,0007	3252,1796	5431,4426	298856,11	31178,7758	19172,5076
P15 - N +62.80	UYR8 Max	Bottom	0,0007	3252,1796	5431,4426	298856,11	50603,4417	30721,5176
P14 - N +59.20	UYR8 Max	Top	0,0006	3850,9957	6485,7469	357293,569	50603,4421	30721,5175
P14 - N +59.20	UYR8 Max	Bottom	0,0006	3850,9957	6485,7469	357293,569	73717,1783	44314,6706
P12A - N +55.60	UYR8 Max	Top	0,0006	4332,5646	7312,1072	403261,075	73717,1783	44314,6706
P12A - N +55.60	UYR8 Max	Bottom	0,0006	4332,5646	7312,1072	403261,075	99699,2293	59544,6355
P12B - N +52.00	UYR8 Max	Top	0,0007	4845,8832	8192,5702	452330,671	99699,2274	59544,6327
P12B - N +52.00	UYR8 Max	Bottom	0,0007	4845,8832	8192,5702	452330,671	128647,127	76457,617
P11A - N +48.40	UYR8 Max	Top	0,0007	5250,2719	8869,4803	490272,973	128647,127	76457,617
P11A - N +48.40	UYR8 Max	Bottom	0,0007	5250,2719	8869,4803	490272,973	159880,534	94727,1024
P11B - N +44.80	UYR8 Max	Top	0,0007	5691,624	9617,2137	532022,571	159880,536	94727,1068
P11B - N +44.80	UYR8 Max	Bottom	0,0007	5691,624	9617,2137	532022,571	193536,987	114419,784
P10A - N +41.20	UYR8 Max	Top	0,0007	6044,0207	10205,6429	565009,304	193536,987	114419,784
P10A - N +41.20	UYR8 Max	Bottom	0,0007	6044,0207	10205,6429	565009,304	229126,267	135284,868
P10B - N +37.60	UYR8 Max	Top	0,0006	6415,0062	10833,9027	599958,554	229126,272	135284,873
P10B - N +37.60	UYR8 Max	Bottom	0,0006	6415,0062	10833,9027	599958,554	266692,921	157331,952
P9 - N +34.00	UYR8 Max	Top	0,0006	6743,3962	11388,7534	630951,739	266692,925	157331,955
P9 - N +34.00	UYR8 Max	Bottom	0,0006	6743,3962	11388,7534	630951,739	306010,118	180431,862
P8 - N +30.40	UYR8 Max	Top	0,0008	7040,5408	11888,831	658985,718	306010,123	180431,863
P8 - N +30.40	UYR8 Max	Bottom	0,0008	7040,5408	11888,831	658985,718	346905,441	204484,877
P7 - N +26.80	UYR8 Max	Top	0,0008	7306,155	12333,4585	684052,245	346905,442	204484,878
P7 - N +26.80	UYR8 Max	Bottom	0,0008	7306,155	12333,4585	684052,245	389209,923	229392,948
P6 - N +23.20	UYR8 Max	Top	0,0009	7540,2113	12721,8347	706124,857	389209,925	229392,949
P6 - N +23.20	UYR8 Max	Bottom	0,0009	7540,2113	12721,8347	706124,857	432756,252	255059,057
P5 - N +19.60	UYR8 Max	Top	0,0012	7741,9176	13051,8169	725050,197	432756,256	255059,059
P5 - N +19.60	UYR8 Max	Bottom	0,0012	7741,9176	13051,8169	725050,197	477374,942	281385,559
P4 - N +16.00	UYR8 Max	Top	0,0014	7918,9798	13335,6864	741456,168	477374,945	281385,559
P4 - N +16.00	UYR8 Max	Bottom	0,0014	7918,9798	13335,6864	741456,168	535647,035	315812,927
P3 - N +11.40	UYR8 Max	Top	0,0013	8172,5861	13791,5141	767315,646	535647,034	315812,926
P3 - N +11.40	UYR8 Max	Bottom	0,0013	8172,5861	13791,5141	767315,646	582341,261	343396,243
P2 - N +7.80	UYR8 Max	Top	0,0013	8370,4598	14160,2244	786477,088	582341,261	343396,243
P2 - N +7.80	UYR8 Max	Bottom	0,0013	8370,4598	14160,2244	786477,088	624593,988	368351,234
P1 - N +4.60	UYR8 Max	Top	0,0013	8482,9712	14405,0634	797879,908	624593,988	368351,234
P1 - N +4.60	UYR8 Max	Bottom	0,0013	8482,9712	14405,0634	797879,908	686327,339	404794,516

Fuente: ETABS

V (y)= 14405,06.

**Factor de corrección.**

$$F_c = 0,85 \times \left( \frac{V_x \text{ Estático}}{V_x \text{ Dinámico}} \right) = 0,80 \times \left( \frac{34273,4833}{14405,0634} \right) = 1,90$$

Ya que el factor de corrección de Cortante en Y es mayor a 1, se necesita realizar corrección en el Cortante. Por lo tanto, el factor de corrección de cortante para el eje Y es 1,90.

#### 4.2.2 Verificación de Derivas.

Para el análisis de Derivas aplicamos lo que se recomienda en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 6 sección 6.1.6b sobre las Inercias de las secciones agrietadas.

Para el caso de Estructuras de hormigón armado, el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberá utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0,5  $I_g$  para vigas
- 0,8  $I_g$  para columnas.
- 0,6  $I_g$  para muros estructurales.

El análisis tiene que cumplir con lo que especifica la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 4 sección 4.2.2. En esta se menciona que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 7 del capítulo antes mencionado, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso y será calculada mediante la ecuación (2.14).

Para Estructuras de Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera la deriva máxima no puede ser mayor al 2%.

Dónde:

$$\Delta_{max} = \Delta_{piso} \times R \times 0,75$$

Tabla LXVIII.- Análisis de Derivas en el eje X

Story	Load Case/Com	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	deriva maxima inel.	$\Delta < 0,02$
CUB - N +73.60	UXR8 Max	X	0,002532	848	72,58	14,71	73,6	0,002	OK
CUB - N +73.60	UXR8 Max	Y	0,000999	162	75,98	22,71	73,6	0,001	OK
P16A - N +70.00	UXR8 Max	X	0,002595	296	74,35	14,0102	70	0,002	OK
P16A - N +70.00	UXR8 Max	Y	0,001004	94	75,61	30,6602	70	0,001	OK
P16B - N +66.40	UXR8 Max	X	0,002632	848	72,58	14,71	66,4	0,002	OK
P16B - N +66.40	UXR8 Max	Y	0,001023	162	75,98	22,71	66,4	0,001	OK
P15 - N +62.80	UXR8 Max	X	0,002677	848	72,58	14,71	62,8	0,002	OK
P15 - N +62.80	UXR8 Max	Y	0,001033	162	75,98	22,71	62,8	0,001	OK
P14 - N +59.20	UXR8 Max	X	0,002718	848	72,58	14,71	59,2	0,002	OK
P14 - N +59.20	UXR8 Max	Y	0,00104	162	75,98	22,71	59,2	0,001	OK
P12A - N +55.60	UXR8 Max	X	0,002761	296	74,35	14,0102	55,6	0,002	OK
P12A - N +55.60	UXR8 Max	Y	0,001034	94	75,61	30,6602	55,6	0,001	OK
P12B - N +52.00	UXR8 Max	X	0,002774	848	72,58	14,71	52	0,002	OK
P12B - N +52.00	UXR8 Max	Y	0,001039	162	75,98	22,71	52	0,001	OK
P11A - N +48.40	UXR8 Max	X	0,002792	296	74,35	14,0102	48,4	0,002	OK
P11A - N +48.40	UXR8 Max	Y	0,001023	94	75,61	30,6602	48,4	0,001	OK
P11B - N +44.80	UXR8 Max	X	0,00277	848	72,58	14,71	44,8	0,002	OK
P11B - N +44.80	UXR8 Max	Y	0,001014	162	75,98	22,71	44,8	0,001	OK
P10A - N +41.20	UXR8 Max	X	0,002741	296	74,35	14,0102	41,2	0,002	OK
P10A - N +41.20	UXR8 Max	Y	0,000981	94	75,61	30,6602	41,2	0,001	OK
P10B - N +37.60	UXR8 Max	X	0,002671	848	72,58	14,71	37,6	0,002	OK
P10B - N +37.60	UXR8 Max	Y	0,000953	162	75,98	22,71	37,6	0,001	OK
P9 - N +34.00	UXR8 Max	X	0,002575	848	72,58	14,71	34	0,002	OK
P9 - N +34.00	UXR8 Max	Y	0,000906	162	75,98	22,71	34	0,001	OK
P8 - N +30.40	UXR8 Max	X	0,002448	848	72,58	14,71	30,4	0,002	OK
P8 - N +30.40	UXR8 Max	Y	0,000848	162	75,98	22,71	30,4	0,001	OK
P7 - N +26.80	UXR8 Max	X	0,002287	848	72,58	14,71	26,8	0,002	OK
P7 - N +26.80	UXR8 Max	Y	0,000777	162	75,98	22,71	26,8	0,001	OK
P6 - N +23.20	UXR8 Max	X	0,0021	848	72,58	14,71	23,2	0,002	OK
P6 - N +23.20	UXR8 Max	Y	0,000699	162	75,98	22,71	23,2	0,001	OK
P5 - N +19.60	UXR8 Max	X	0,001869	848	72,58	14,71	19,6	0,001	OK
P5 - N +19.60	UXR8 Max	Y	0,000606	162	75,98	22,71	19,6	0,000	OK
P4 - N +16.00	UXR8 Max	X	0,001531	848	72,58	14,71	16	0,001	OK
P4 - N +16.00	UXR8 Max	Y	0,000449	260	73,1	21,61	16	0,000	OK
P3 - N +11.40	UXR8 Max	X	0,001088	279	80,73	-1,09	11,4	0,001	OK
P3 - N +11.40	UXR8 Max	Y	0,000306	279	80,73	-1,09	11,4	0,000	OK
P2 - N +7.80	UXR8 Max	X	0,000785	279	80,73	-1,09	7,8	0,001	OK
P2 - N +7.80	UXR8 Max	Y	0,000222	279	80,73	-1,09	7,8	0,000	OK
P1 - N +4.60	UXR8 Max	X	0,000649	136	14,995	32,63	4,6	0,000	OK
P1 - N +4.60	UYR8 Max	Y	0,000762	136	14,995	32,63	4,6	0,001	OK

Fuente: ETABS

Tabla LXIX.- Análisis de Derivas en el eje Y

Story	Load Case/Com	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	deriva maxima inel.	$\Delta < 0,02$
CUB - N +73.60	UYR8 Max	X	0,001125	169	72,58	32,63	73,6	0,001	OK
CUB - N +73.60	UYR8 Max	Y	0,004024	90	11,54	24,67	73,6	0,003	OK
P16A - N +70.00	UYR8 Max	X	0,001215	66	13,26	33,34	70	0,001	OK
P16A - N +70.00	UYR8 Max	Y	0,004026	317	12,25	15,3	70	0,003	OK
P16B - N +66.40	UYR8 Max	X	0,001182	169	72,58	32,63	66,4	0,001	OK
P16B - N +66.40	UYR8 Max	Y	0,004141	90	11,54	24,67	66,4	0,003	OK
P15 - N +62.80	UYR8 Max	X	0,00121	169	72,58	32,63	62,8	0,001	OK
P15 - N +62.80	UYR8 Max	Y	0,004192	90	11,54	24,67	62,8	0,003	OK
P14 - N +59.20	UYR8 Max	X	0,001237	169	72,58	32,63	59,2	0,001	OK
P14 - N +59.20	UYR8 Max	Y	0,004228	90	11,54	24,67	59,2	0,003	OK
P12A - N +55.60	UYR8 Max	X	0,001328	66	13,26	33,34	55,6	0,001	OK
P12A - N +55.60	UYR8 Max	Y	0,004192	317	12,25	15,3	55,6	0,003	OK
P12B - N +52.00	UYR8 Max	X	0,001283	169	72,58	32,63	52	0,001	OK
P12B - N +52.00	UYR8 Max	Y	0,004256	90	11,54	24,67	52	0,003	OK
P11A - N +48.40	UYR8 Max	X	0,001364	66	13,26	33,34	48,4	0,001	OK
P11A - N +48.40	UYR8 Max	Y	0,004174	317	12,25	15,3	48,4	0,003	OK
P11B - N +44.80	UYR8 Max	X	0,001301	169	72,58	32,63	44,8	0,001	OK
P11B - N +44.80	UYR8 Max	Y	0,004178	90	11,54	24,67	44,8	0,003	OK
P10A - N +41.20	UYR8 Max	X	0,001358	66	13,26	33,34	41,2	0,001	OK
P10A - N +41.20	UYR8 Max	Y	0,003946	66	13,26	33,34	41,2	0,003	OK
P10B - N +37.60	UYR8 Max	X	0,001272	169	72,58	32,63	37,6	0,001	OK
P10B - N +37.60	UYR8 Max	Y	0,003956	90	11,54	24,67	37,6	0,003	OK
P9 - N +34.00	UYR8 Max	X	0,001233	169	72,58	32,63	34	0,001	OK
P9 - N +34.00	UYR8 Max	Y	0,003772	90	11,54	24,67	34	0,003	OK
P8 - N +30.40	UYR8 Max	X	0,001177	169	72,58	32,63	30,4	0,001	OK
P8 - N +30.40	UYR8 Max	Y	0,003534	90	11,54	24,67	30,4	0,003	OK
P7 - N +26.80	UYR8 Max	X	0,001106	169	72,58	32,63	26,8	0,001	OK
P7 - N +26.80	UYR8 Max	Y	0,003252	90	11,54	24,67	26,8	0,002	OK
P6 - N +23.20	UYR8 Max	X	0,00102	169	72,58	32,63	23,2	0,001	OK
P6 - N +23.20	UYR8 Max	Y	0,002938	90	11,54	24,67	23,2	0,002	OK
P5 - N +19.60	UYR8 Max	X	0,000912	169	72,58	32,63	19,6	0,001	OK
P5 - N +19.60	UYR8 Max	Y	0,002557	90	11,54	24,67	19,6	0,002	OK
P4 - N +16.00	UYR8 Max	X	0,000752	169	72,58	32,63	16	0,001	OK
P4 - N +16.00	UYR8 Max	Y	0,001879	444	14,5	24,67	16	0,001	OK
P3 - N +11.40	UYR8 Max	X	0,000768	543	80,589	40,1358	11,4	0,001	OK
P3 - N +11.40	UYR8 Max	Y	0,001666	569	-4,6822	20,4144	11,4	0,001	OK
P2 - N +7.80	UYR8 Max	X	0,000561	543	80,589	40,1358	7,8	0,000	OK
P2 - N +7.80	UYR8 Max	Y	0,001207	570	-4,6721	19,2651	7,8	0,001	OK
P1 - N +4.60	UYR8 Max	X	0,000349	136	14,995	32,63	4,6	0,000	OK
P1 - N +4.60	UYR8 Max	Y	0,000762	136	14,995	32,63	4,6	0,001	OK

Fuente: ETABS

Podemos observar en la verificación de las derivas que tanto para el eje X como para el eje Y cumplen con la deriva máxima de piso permitida.



### 4.3 Diseño del Acero de Refuerzo de los elementos estructurales.

Antes de seguir con el cálculo del acero de los elementos estructurales, se tuvo que comprobar que las dimensiones asignadas sean las adecuadas.

Para ellos se utilizaron las dimensiones calculadas en el predimensionamiento, sin embargo, las columnas calculadas no fueron lo suficiente para poder cumplir con todos los requisitos de diseño, en cuanto a la relación por capacidad de viga-columna, por lo que se tuvo que aumentar el espesor de las columnas, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla LXX.- Resumen de Dimensiones definitivas de columnas por pisos

PISO	b (cm)	h (cm)
<b>P1-P3</b>	150	70
<b>P4-P7</b>	140	70
<b>P8-P11</b>	120	70
<b>P12-P15</b>	115	70
<b>P16-P20</b>	100	70

Donde como se puede observar, mantuvo constante su dimensión menor en todos los pisos.

Una vez comprobado que los elementos estructurales son adecuados en sus dimensiones, procedemos al cálculo de su armadura.

Para este procedimiento tomamos los elementos estructurales de los “Pórtico C – piso 11B” y “Pórtico D – Piso 6”.

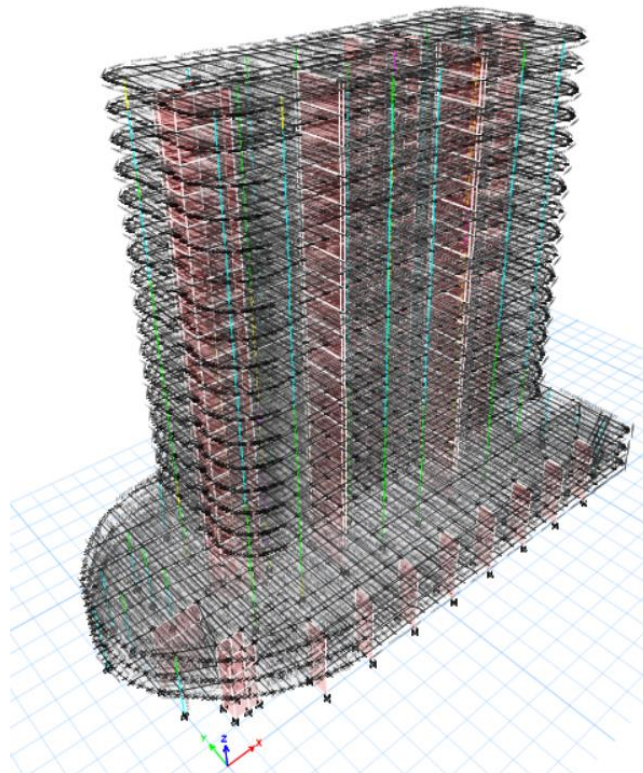


Figura 35.- Comprobación de elementos estructurales  
Fuente: ETABS

## **4.4 Diseño de armado de vigas.**

### **4.4.1 Diseño a flexión de vigas.**

Para comenzar con el diseño a flexión de las vigas, realizamos el análisis del programa y tomamos los resultados obtenidos de la envolvente de Momentos, tanto para las vigas del "Pórtico C –Piso 11", como para el "Pórtico D –Piso 6"



### Diagrama de momentos pórtico eje C piso 11B

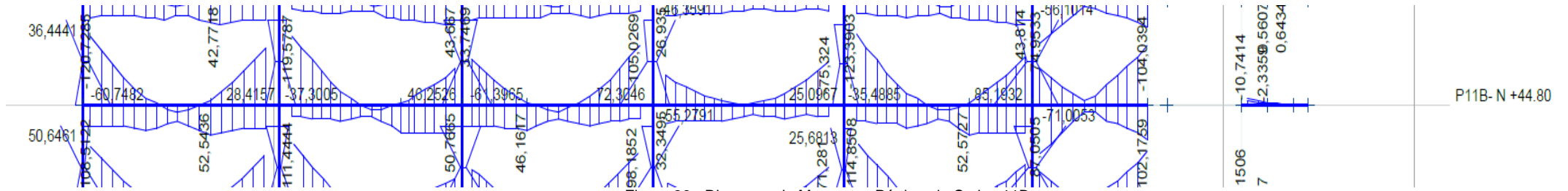


Figura 36.- Diagrama de Momentos Pórtico eje C piso 11B  
Fuente: ETABS

### Diagrama de momentos pórtico eje D piso 6

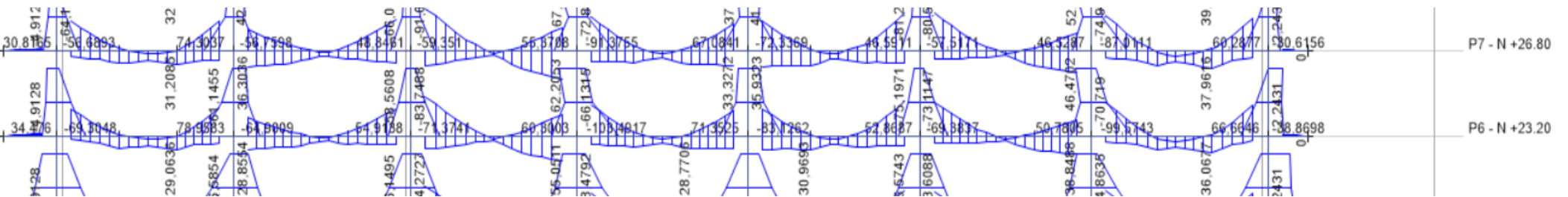


Figura 37.- Diagrama de Momentos Pórtico eje D piso 6  
Fuente: ETABS

Teniendo los valores de los momentos flectores obtenidos en el análisis estructural realizado en el programa, procedemos a realizar el cálculo a mano del acero de las vigas teniendo en cuenta que en la Norma NEC-SE-HM 2015 en su capítulo 4.2.6, indica que la capacidad del momento positivo **M+**, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo **M-** en ese extremo. Esto para asegurar un comportamiento dúctil de todo el pórtico.

Se utilizará la siguiente fórmula para el cálculo del acero:

$$A_s = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * K * d * f_y'}} \right) \quad (4.3)$$

$$k = \frac{0.85 * f_c' * b * d}{f_y'} \quad (4.4)$$

Mu, estará en N.m

f'c y fy, estarán en MPa, [N/m2]

La Norma NEC-SE-HM 2015 en su capítulo 4.2.5 indica el acero mínimo para flexión, donde señala que en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el As proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{smin} = \frac{1.4 * b * d}{f_y'} \quad (4.5)$$

$$A_{smin} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c' * b * d}}{f_y'} \quad (4.6)$$

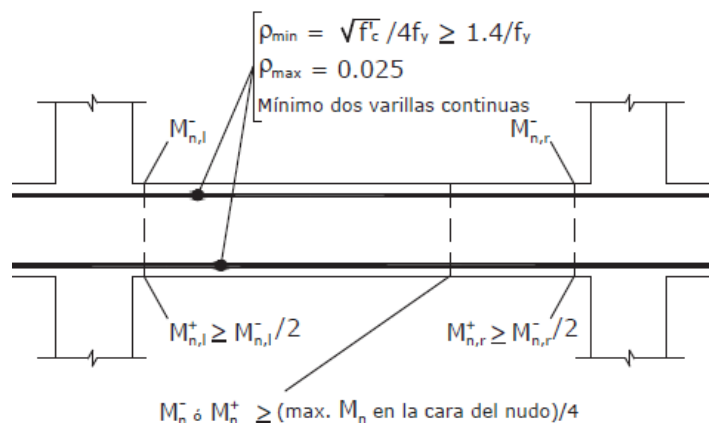


Figura 38.- Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión  
Fuente: NEC-SE-HM

**Datos pórtico eje C piso 11B:**

Tabla LXXI.- Datos de dimensiones y materiales de vigas del Pórtico C – Piso 11B

DIMENSIONES	
<b>b</b>	65 cm
<b>h</b>	75 cm
<b>rec mec</b>	5 cm
<b>d</b>	70 cm
MATERIALES	
<b>f'c</b>	42 Mpa
<b>f'y</b>	420 Mpa

Para este caso, nuestra cuantía mínima será:

$$\rho_{smin} = \frac{1.4}{f'_y} = 0,00333$$

$$\rho_{smin} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f'_y} = 0,00386$$

$$\rho_{min} = 0,00386$$

$$A_{smin} = 17,552 \text{ cm}^2$$

Mientras que para el cálculo del Momento último de diseño usaremos las siguientes ecuaciones:

$$M_u = A_s * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.7)$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (4.8)$$

## Cálculo de acero y Momento último Pórtico C – PISO 11B

Tabla LXXII.- Momentos en vigas del Pórtico C – Piso 11B

PORTICO C	VIGA 1			VIGA 2			VIGA 3			VIGA 4			VIGA 5			VIGA 6		
	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER
PISO 11 B	-120,73		-101,77	-119,58		-65,12	-81,02		-105,03	-49,75		-75,32	-123,39		-83,40	-62,67		-104,04
	36,50	52,54	43,08	22,12	50,10	50,77	38,80	46,16	24,33	32,35	30,55	21,84	28,44	52,47	50,96	87,05	34,94	61,04

Tabla LXXIII.- Cálculo de Acero de refuerzo a Flexión y Momento resistente vigas del Pórtico C – Piso 11B

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (T.m)	Asreq (cm <sup>2</sup> )	p req	As min(cm <sup>2</sup> )	p min	p max	As (cm <sup>2</sup> )	REFUERZO	Ref adicional	As disp (cm <sup>2</sup> )	As disp ≥ As req	p	Q	CUANTIA	a (cm)	Mu (T.m)	ρMin > Mu	ρMin' ≥ ρMin /2
VIGA 1	Ap. Ext. negt. Izq	-120,73	47,686	0,010480	17,552	0,00386	0,019125	47,69	10 ø25		49,1	OK	0,0108	0,1079	CUMPLE MIN Y MAX	8,887	-135,191	OK	
	Ap. Ext. posit. Izq	36,50	13,773	0,003027	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,0054	0,0809	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Centro posit.	52,54	19,991	0,004394	17,552	0,00386	0,019125	19,99	5 ø25		24,55	OK	0,0054	0,0809	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Drch	-101,77	39,762	0,008739	17,552	0,00386	0,019125	39,76	10 ø25		49,1	OK	0,0108	0,1619	CUMPLE MIN Y MAX	8,887	-135,191	OK	
VIGA 2	Ap. Int. Posit. Drch	43,08	16,312	0,003585	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,0054	0,0809	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Izq	-119,58	47,200	0,010374	17,552	0,00386	0,019125	47,20	10 ø25		49,1	OK	0,011	0,162	CUMPLE MIN Y MAX	8,887	-135,191	OK	
	Ap. Int. posit. Izq	22,12	8,287	0,001821	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Centro posit.	50,10	19,038	0,004184	17,552	0,00386	0,019125	19,04	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
VIGA 3	Ap. Int. negt. Drch	-65,12	24,941	0,005481	17,552	0,00386	0,019125	24,94	7 ø25		34,37	OK	0,008	0,113	CUMPLE MIN Y MAX	6,221	-96,558	OK	
	Ap. Int. Posit. Drch	50,77	19,297	0,004241	17,552	0,00386	0,019125	19,30	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Izq	-81,02	31,295	0,006878	17,552	0,00386	0,019125	31,30	7 ø25		34,37	OK	0,008	0,113	CUMPLE MIN Y MAX	6,221	-96,558	OK	
	Ap. Int. posit. Izq	38,80	14,657	0,003221	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
VIGA 4	Centro posit.	46,16	17,505	0,003847	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Drch	-105,03	41,112	0,009036	17,552	0,00386	0,019125	41,11	7 ø25	2 ø25	44,19	OK	0,010	0,146	CUMPLE MIN Y MAX	7,998	-122,496	OK	
	Ap. Int. Posit. Drch	24,33	9,124	0,002005	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Izq	-49,75	18,900	0,004154	17,552	0,00386	0,019125	18,90	7 ø25	2 ø25	44,19	OK	0,010	0,146	CUMPLE MIN Y MAX	7,998	-122,496	OK	
VIGA 5	Ap. Int. posit. Izq	32,35	12,182	0,002677	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Centro posit.	30,55	11,495	0,002526	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Drch	-75,32	29,005	0,006375	17,552	0,00386	0,019125	29,01	10 ø25		49,1	OK	0,011	0,162	CUMPLE MIN Y MAX	8,887	-135,191	OK	
	Ap. Int. Posit. Drch	21,84	8,183	0,001798	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
VIGA 6	Ap. Int. negt. Izq	-123,39	48,813	0,010728	17,552	0,00386	0,019125	48,81	10 ø25		49,1	OK	0,011	0,162	CUMPLE MIN Y MAX	8,887	-135,191	OK	
	Ap. Int. posit. Izq	28,44	10,688	0,002349	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Centro posit.	52,47	19,964	0,004388	17,552	0,00386	0,019125	19,96	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Drch	-83,40	32,255	0,007089	17,552	0,00386	0,019125	32,26	7 ø25		34,37	OK	0,008	0,113	CUMPLE MIN Y MAX	6,221	-96,558	OK	
VIGA 6	Ap. Int. Posit. Drch	50,96	19,375	0,004258	17,552	0,00386	0,019125	19,37	5 ø25	3 ø20	33,97	OK	0,007	0,112	CUMPLE MIN Y MAX	6,148	95,486	OK	CUMPLE
	Ap. Int. negt. Izq	-62,67	23,972	0,005269	17,552	0,00386	0,019125	23,97	7 ø25		34,37	OK	0,008	0,113	CUMPLE MIN Y MAX	6,221	-96,558	OK	
	Ap. Int. posit. Izq	87,05	33,735	0,007414	17,552	0,00386	0,019125	33,74	5 ø25	3 ø20	33,97	OK	0,007	0,112	CUMPLE MIN Y MAX	6,148	95,486	OK	CUMPLE
	Centro posit.	34,94	13,175	0,002896	17,552	0,00386	0,019125	17,55	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE
VIGA 6	Ap. ext. negt. Drch	-104,04	40,702	0,008946	17,552	0,00386	0,019125	40,70	7 ø25	3 ø20	43,79	OK	0,010	0,144	CUMPLE MIN Y MAX	7,926	-121,454	OK	
	Ap. ext. Posit. Drch	61,04	23,327	0,005127	17,552	0,00386	0,019125	23,33	5 ø25		24,55	OK	0,005	0,081	CUMPLE MIN Y MAX	4,443	69,886	OK	CUMPLE

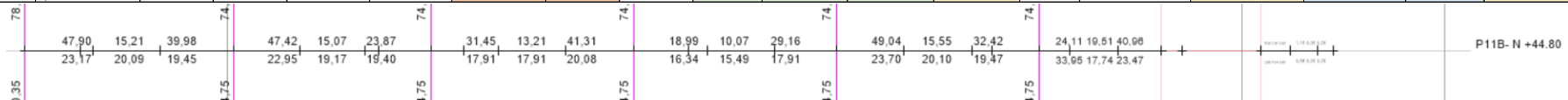


Figura 39.- Área de acero requerido calculado por el programa – Pórtico eje C piso 11B

Como se puede observar en la tabla de los cálculos realizados a mano, se obtuvo la cantidad de acero para cada una de las vigas del pórtico, cumpliendo con los requisitos de acero mínimo y máximo, a su vez cumpliendo para los esfuerzos requeridos. Así mismo, se obtuvieron los momentos flectores últimos resistentes.

### Datos pórtico eje D piso 6:

Tabla LXXIV.- Datos de dimensiones y materiales de vigas del Pórtico D –Piso 6

DIMENSIONES	
<b>b</b>	65 cm
<b>h</b>	75 cm
<b>rec mec</b>	5 cm
<b>d</b>	70 cm
MATERIALES	
<b>f'c</b>	42 Mpa
<b>f'y</b>	420 Mpa

## Cálculo de acero y Momento último Pórtico D – PISO 6

Tabla LXXV.- Momentos en vigas del Pórtico D – Piso 6

PÓRTICO D	VIGA 1			VIGA 2			VIGA 3			VIGA 4			VIGA 5			VIGA 6			VIGA 7		
	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER	IZQ	CENTRO	DER
PISO 6	-58,68		-61,16	-39,16		-58,55	-83,86		-46,93	-66,21		-54,04	-58,68		-75,20	-73,18		-34,33	-70,80		-65,95
	7,88	28,95	16,68	28,85	24,40	19,88	28,73	35,54	55,17	19,53	28,73	28,49	30,37	30,94	22,32	14,53	30,52	38,91	13,03	35,92	9,99

Tabla LXXVI.- Cálculo de Acero de refuerzo a Flexión y Momento resistente vigas del Pórtico D – Piso 6

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (T.m)	Asreq (cm <sup>2</sup> )	p req	As min(cm <sup>2</sup> )	p min	p max	As (cm <sup>2</sup> )	REFUERZO	Ref adicional	As disp (cm <sup>2</sup> )	As disp ≥ As req	p	G3	CUANTIA	ρMn (T. m)	a (cm)	Mu (T. m)	ρMn > Mu	ρMn* ≥ ρMn*/2
VIGA 1	Ap. Ext. neg.	-58,68	22,397	0,004922	17,552	0,00386	0,019125	22,40	5 ϕ25		24,55	OK	0,0054	0,0540	CUMPLE MIN Y MAX	-64,129	4,443	-69,886	OK	
	Ap. Ext. posit.	7,88	2,933	0,000645	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,0041	0,0621	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	28,95	10,884	0,002392	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,0041	0,0621	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-61,16	23,373	0,005137	17,552	0,00386	0,019125	23,37	6 ϕ25		29,46	OK	0,0065	0,0971	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	16,68	6,233	0,001370	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,0041	0,0621	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
VIGA 2	Ap. Ext. neg.	-39,16	14,797	0,003252	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Ext. posit.	28,85	10,847	0,002384	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	24,40	9,152	0,002011	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-58,55	22,346	0,004911	17,552	0,00386	0,019125	22,35	6 ϕ25	2 ϕ14	32,54	OK	0,007	0,107	CUMPLE MIN Y MAX	-82,239	5,890	-91,643	OK	
	Ap. Int. Posit.	19,88	7,442	0,001636	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
VIGA 3	Ap. Ext. neg.	-83,86	32,443	0,007130	17,552	0,00386	0,019125	32,44	6 ϕ25	2 ϕ14	32,54	OK	0,007	0,107	CUMPLE MIN Y MAX	-82,239	5,890	-91,643	OK	
	Ap. Ext. posit.	28,73	10,797	0,002373	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	35,54	13,406	0,002946	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-46,93	17,805	0,003913	17,552	0,00386	0,019125	17,80	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	55,17	21,018	0,004619	17,552	0,00386	0,019125	21,02	6 ϕ20	2 ϕ12	21,1	OK	0,005	0,070	CUMPLE MIN Y MAX	54,593	3,819	60,342	OK	CUMPLE
VIGA 4	Ap. Ext. neg.	-66,21	25,371	0,005576	17,552	0,00386	0,019125	25,37	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Ext. posit.	19,53	7,308	0,001606	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20	2 ϕ12	21,1	OK	0,005	0,070	CUMPLE MIN Y MAX	54,593	3,819	60,342	OK	CUMPLE
	Centro posit.	28,73	10,799	0,002373	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-54,04	20,578	0,004523	17,552	0,00386	0,019125	20,58	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	28,49	10,706	0,002353	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
VIGA 5	Ap. Ext. neg.	-58,68	22,396	0,004922	17,552	0,00386	0,019125	22,40	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Ext. posit.	30,37	11,424	0,002511	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	30,94	11,643	0,002559	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-75,20	28,955	0,006364	17,552	0,00386	0,019125	28,96	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	22,32	8,361	0,001838	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
VIGA 6	Ap. Ext. neg.	-73,18	28,149	0,006187	17,552	0,00386	0,019125	28,15	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Ext. posit.	14,53	5,425	0,001192	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	30,52	11,484	0,002524	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-34,33	12,939	0,002844	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	38,91	14,702	0,003231	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
VIGA 7	Ap. Ext. neg.	-70,80	27,195	0,005977	17,552	0,00386	0,019125	27,20	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Ext. posit.	13,03	4,858	0,001068	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE
	Centro posit.	35,92	13,550	0,002978	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	
	Ap. Int. neg.	-65,95	25,270	0,005554	17,552	0,00386	0,019125	25,27	6 ϕ25		29,46	OK	0,006	0,097	CUMPLE MIN Y MAX	-74,931	5,332	-83,314	OK	
	Ap. Int. Posit.	9,99	3,721	0,000818	17,552	0,00386	0,019125	17,55	6 ϕ20		18,84	OK	0,004	0,062	CUMPLE MIN Y MAX	48,969	3,410	54,040	OK	CUMPLE

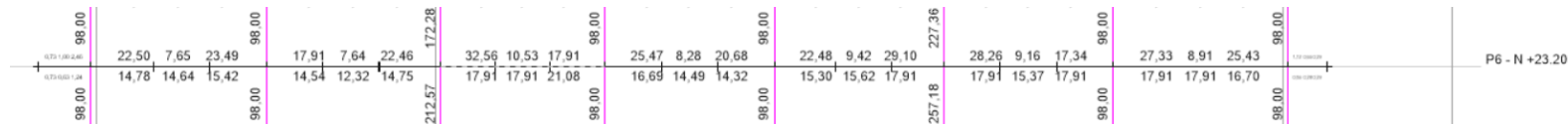


Figura 40.- Área de acero requerido calculado por el programa – Pórtico eje D piso 6

#### 4.4.2 Diseño a cortante en vigas.

En vigas de hormigón armado se presentan dos maneras para poder resistir el corte. La primera es la resistencia que presenta solo el hormigón y la segunda es la resistencia que presenta el acero transversal o diagonal.

Por ello la resistencia nominal viene dado por la siguiente expresión de la [NEC-SE-HM, 5.1.1]:

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.9)$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, siendo ésta

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

##### 4.4.2.1 Requisitos para corte [NEC-SE-HM, 5.1.1]

$$V_u < \phi V_n \quad (4.10)$$

Donde:

$V_u$  = Esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección

$V_n$  = Resistencia nominal a cortante de la viga de hormigón armado.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia a cortante, cuyo valor para la NEC-SE-HM, 3.3.4 y el ACI 21.2.1 es de 0.75

Los valores de  $\sqrt{f'_c}$  usados en esta sección no deben exceder 8.3 MPa = 84.6 kg/cm<sup>2</sup>

Para elementos no pre-esforzados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor a la medida desde la cara del apoyo para el  $V_u$  calculado a la distancia  $d$ .

Usualmente se determina el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y * d} \quad (4.11)$$

Para el diseño de corte se debe tomar en cuenta ciertas consideraciones que estipula el ACI 2014, capítulo 18, estructuras sismo resistentes, en su apartado 18.4.2.4 indica lo siguiente:

En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud **2h** medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300 mm.

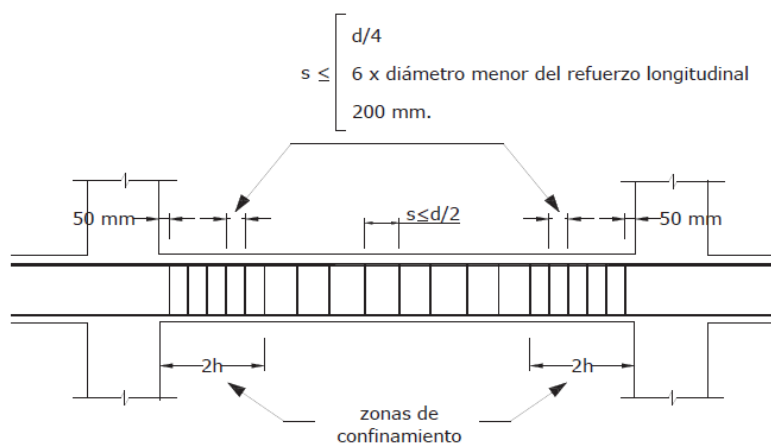


Figura 41.- Separación de estribos  
Fuente: NEC-SE-HM

## PÓRTICO EJE C PISO 11B

### Datos pórtico eje C piso 11B:

Tabla LXXVII.- Datos de dimensiones y materiales del Pórtico C – Piso 11B

DIMENSIONES	
<b>b</b>	65 cm
<b>h</b>	75 cm
<b>rec mec</b>	5 cm
<b>d</b>	70 cm
<b>L</b>	8,15 m
<b>anch colum</b>	0,75 m
<b>Ln</b>	8,15 m
<b>Ln6</b>	4,91 m
MATERIALES	
<b>f<sub>c</sub></b>	42 Mpa
<b>f<sub>y</sub></b>	420 Mpa



**Separación de estribos pórtico eje C piso 11B:**

Tabla LXXVIII.- Separación de estribos en vigas del Pórtico C – Piso 11B

SEPARACION DE ESTRIBOS	
$\varphi$ long	25 mm
$\varphi$ estr	10 mm
long de confinamiento (2h)	150 cm
d/4	18 cm
8 $\varphi$ long	20 cm
24 $\varphi$ estrib	24 cm
300 mm	30 cm
S	18 cm

Según los cálculos realizados, el espaciamiento requerido en zona de confinamiento es de 18cm, por lo tanto, para las vigas en estudio se tomará un espaciamiento de 15cm.

**PÓRTICO EJE D PISO 6****Datos pórtico eje D piso 6:**

Tabla LXXIX.- Datos de dimensiones y materiales del Pórtico D – Piso 6

DIMENSIONES	
b	65 cm
h	75 cm
rec mec	5 cm
d	70 cm
L	8,15 m
anch colum	0,78 m
Ln	7,38 m
MATERIALES	
f'c	42 Mpa
f'y	420 Mpa

**Separación de estribos pórtico eje D piso 6:**

Tabla LXXX.- Separación de estribos en vigas del Pórtico D – Piso 6

SEPARACION DE ESTRIBOS	
$\varphi$ long	25 mm
$\varphi$ estr	10 mm
long de confinamiento (2h)	150 cm
d/4	18 cm
8 $\varphi$ long	20 cm
24 $\varphi$ estrib	24 cm
300 mm	30 cm
S	18 cm

Según los cálculos realizados, el espaciamiento requerido en zona de confinamiento es de 18cm, por lo tanto, para las vigas en estudio se tomará un espaciamiento de 15cm.

Además, se debe considerar el área de acero mínima para cortante, establecida en la tabla 9.6.3.3 del ACI 318S-14:

Tabla LXXXI.- Acero mínimo requerido a cortante

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ (e)

Fuente: ACI 318S-14

A su vez la NEC-SE-HM, 4.2.8, indica que, para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde colocar refuerzo de confinamiento sea de menor importancia, se debe colocar estribos con varillas de 10 mm ó mayores, con espaciamiento máximo de  $d/2$

Por lo tanto, para el área de acero mínimo se considerará el primer caso en donde se tomará el mayor de entre (a) y (b) y una separación máxima fuera de la zona de confinamiento de  $d/2$ .

Tabla LXXXII.- Separación máxima y acero mínimo en vigas para Pórticos C y D

SEPARACION MAXIMA Y ACERO MINIMO PORTICO C PISO 11B-PORTICO D PISO 6	
<b>Smax (d/2)</b>	<b>35 cm</b>
<b>(a) Av/s min (mm2/mm)</b>	0,622
<b>(b) Av/s min (mm2/mm)</b>	0,542
<b>Av/s min (mm2/mm)</b>	<b>0,622</b>
<b>Av/s min (cm2/m)</b>	<b>6,218</b>
<b>#cercos <math>\phi 10</math> /m</b>	4
<b>Sv (cm)</b>	<b>25 cm</b>
<b>Sv diseño (cm)</b>	<b>25 cm</b>

Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de cortante hiperestáticas. Este cortante se obtiene de la siguiente manera.

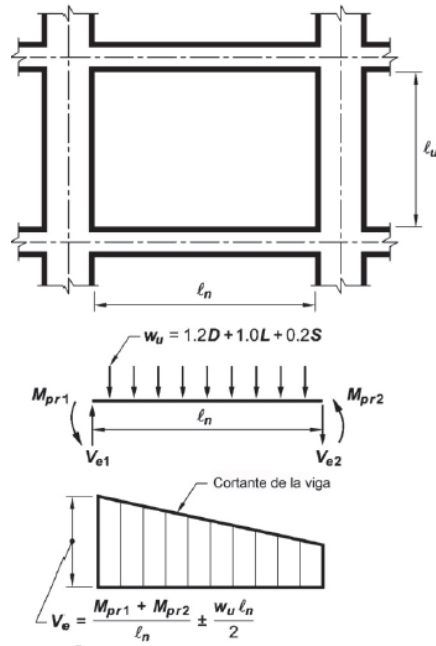


Figura 42.-Cortante de diseño para vigas  
Fuente: ACI 318S-14

$$V_p = \left( \frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right) \quad (4.12)$$

Donde:

- M<sub>i-</sub> + M<sub>j-</sub> Momentos resistentes negativos inicial y final
- M<sub>i+</sub> + M<sub>j+</sub> Momentos resistentes positivos inicial y final
- V<sub>p</sub> Corte Hiperestático.
- L luz libre de la viga

Por lo tanto, V<sub>u</sub> = V<sub>u</sub> hiperestático + V<sub>u</sub> isostático

Además, se tiene la siguiente condición dada por el ACI 318S-14, 18.6.5.2:

$$\text{Si } V_p \geq 0.50 V_u \text{ entonces } V_c = 0 \quad (4.13)$$

Para hallar los valores de los momentos en los extremos de vigas se usa la siguiente expresión:

$$M_u = A_s * \alpha * f_y' * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.14)$$

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y' * \left( d - \frac{a}{2} \right) * 1.02 * 10^6 \quad (4.15)$$

$$a = \frac{A_s * \alpha * f_y'}{0.85 * f_c' * b} \quad (4.16)$$

## PORTICO C PISO 11B

Tabla LXXXIII.- Cálculo de Cortantes y Acero a cortante en vigas para Pórticos C – Piso 11B

		As (cm2)	a (cm)	Mp (T. m)	Vp (T)	Vp (T)	Vg (T)	Vu (T)	Vp ≥ 0,50 Vu	Vc (T)	Vs (T)	Av/s (cm2/m)	Av/s min (cm2/m)	Av/s dis. (cm2/m)	S (cm)	Smax (cm)
VIGA 1	Ap. Izq -	49,10	11,11	169,45	31,63	31,63	36,885	68,52	Vc>0	37,60	30,92	13,75	6,218	13,75	11	18
	Ap. Izq +	24,55	5,55	88,37												
	Ap. Derecho -	49,10	11,11	169,45	31,63		31,969	63,60	Vc>0	37,60	63,60	28,29	6,218	28,29	6	18
	Ap. Derecho +	24,55	5,55	88,37												
VIGA 2	Ap. Izq -	49,10	11,11	169,45	31,63	31,63	31,729	63,36	Vc>0	37,60	63,36	28,18	6,218	28,18	6	18
	Ap. Izq +	24,55	5,55	88,37												
	Ap. Derecho -	34,37	7,78	121,68	25,77		16,853	48,49	Vc=0	37,60	48,49	21,57	6,218	21,57	7	18
	Ap. Derecho +	24,55	5,55	88,37												
VIGA 3	Ap. Izq -	34,37	7,78	121,68	25,77	29,72	27,165	56,88	Vc=0	37,60	56,88	25,30	6,218	25,30	6	18
	Ap. Izq +	24,55	5,55	88,37												
	Ap. Derecho -	44,19	10,00	153,82	29,72		36,125	65,84	Vc>0	37,60	28,25	12,56	6,218	12,56	13	18
	Ap. Derecho +	24,55	5,55	88,37												
VIGA 4	Ap. Izq -	44,19	10,00	153,82	29,72	31,63	14,379	46,01	Vc=0	37,60	46,01	20,46	6,218	20,46	8	18
	Ap. Izq +	24,55	5,55	88,37												
	Ap. Derecho -	49,10	11,11	169,45	31,63		22,621	54,26	Vc=0	37,60	54,26	24,13	6,218	24,13	7	18
	Ap. Derecho +	24,55	5,55	88,37												
VIGA 5	Ap. Izq -	49,10	11,11	169,45	35,56	35,56	39,152	74,71	Vc>0	37,60	37,11	16,51	6,218	16,51	10	18
	Ap. Izq +	24,55	5,55	88,37												
	Ap. Derecho -	34,37	7,78	121,68	25,77		26,036	61,59	Vc=0	37,60	61,59	27,39	6,218	27,39	6	18
	Ap. Derecho +	33,97	7,69	120,35												
VIGA 6	Ap. Izq -	34,37	7,78	121,68	42,78	55,58	5,241	60,82	Vc=0	37,60	60,82	27,05	6,218	27,05	6	18
	Ap. Izq +	33,97	7,69	120,35												
	Ap. Derecho -	43,79	9,91	152,53	55,58		15,510	71,09	Vc=0	37,60	71,09	31,62	6,218	31,62	5	18
	Ap. Derecho +	24,55	5,55	88,37												

Teniendo los resultados de los cálculos realizados a mano, podemos compararlos con los obtenidos en el programa y darnos cuenta que los resultados son muy parecidos.

A continuación, se muestra el resumen de diseño a cortante de la viga 1, dado por el programa:

Shear/Torsion Design for  $V_{u2}$  and  $T_u$ 

Rbar $A_{vs}$ cm <sup>2</sup> /cm	Rbar $A_t/S$ cm <sup>2</sup> /cm	Rbar $A_l$ cm <sup>2</sup>	Design $V_{u2}$ tonf	Design $T_u$ tonf-cm	Design $M_{u3}$ tonf-cm	Design $P_u$ tonf
0,1369	0	0	68,2273	43,683	-12070,094	0

## Design Forces

Factored $V_{u2}$ tonf	Factored $M_{u3}$ tonf-cm	Design $V_{u2}$ tonf	Capacity $V_p$ tonf	Gravity $V_g$ tonf
52,12	3654,842	68,2273	31,3578	36,8695

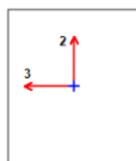
## Capacity Moment

	Long.Rebar $A_s$ (Bottom) cm <sup>2</sup>	Long.Rebar $A_s$ (Top) cm <sup>2</sup>	Capacity Moment $M_{pos}$ tonf-cm	Capacity Moment $M_{neg}$ tonf-cm
Left	23,17	47,9	8318,237	16491,514
Right	19,45	39,98	7026,822	13953,684

Figura 43.- Resumen de Diseño a Cortante – Columna Pórtico C, Piso 11B

Fuente: ETABS

A continuación, resumen general de la viga 1:



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
P11B- N +44.80	B909	4924	V65x75	ENVOLVENTE	32,5	840	0,68	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b <sub>r</sub> (cm)	d <sub>s</sub> (cm)	d <sub>st</sub> (cm)	d <sub>co</sub> (cm)
65	75	65	0	4	4

Material Properties

E <sub>c</sub> (tonf/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>c</sub> (tonf/cm <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (tonf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ys</sub> (tonf/cm <sup>2</sup> )
309,458	0,42	1	4,2	4,2

Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M<sub>u2</sub>

	Design Moment tonf-cm	Design +Moment tonf-cm	-Moment Rebar cm <sup>2</sup>	+Moment Rebar cm <sup>2</sup>	Minimum Rebar cm <sup>2</sup>	Required Rebar cm <sup>2</sup>
Top (+2 Axis)	-12070,094		47,9	0	17,91	47,9
Bottom (-2 Axis)		6035,047	0	23,17	17,91	23,17

Shear Force and Reinforcement for Shear, V<sub>u2</sub>

Shear V <sub>u2</sub> tonf	Shear $\Phi V_c$ tonf	Shear $\Phi V_s$ tonf	Shear V <sub>p</sub> tonf	Rebar A <sub>v</sub> /S cm <sup>2</sup> /cm
68,2273	37,6172	30,6101	31,3578	0,1369

Figura 44.- Resumen General Diseño a Flexión y Cortante – Columna Pórtico C, Piso 11B  
Fuente: ETABS

Donde podemos observar que los cálculos realizados a mano concuerdan tanto para el diseño a flexión como para cortante.

## PORTICO D PISO 6

Tabla LXXXIV.- Cálculo de Cortantes y Acero a cortante en vigas para Pórticos D – Piso 6

		As (cm2)	a (cm)	Mp (T. m)	Vp (T)	Vp (T)	Vg (T)	Vu(T)	Vp ≥ 0,50 Vu	Vc (T)	Vs (T)	Av/s (cm2/m)	Av/s min (cm2/m)	Av/s dis. (cm2/m)	S (cm)	Smax (cm)
VIGA 1	Ap. Izq -	24,55	5,55	88,37	21,25	23,53	24,315	47,84	Vc>0	37,60	10,25	4,56	6,218	6,218	35	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	23,53		26,710	50,24	Vc>0	37,60	12,64	5,62	6,218	6,218	28	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												
VIGA 2	Ap. Izq -	29,46	6,67	105,17	23,53	24,94	10,302	35,24	Vc=0	37,60	35,24	15,67	6,218	15,673	10	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	32,54	7,36	115,56	24,94		16,003	40,94	Vc=0	37,60	40,94	18,21	6,218	18,208	9	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												
VIGA 3	Ap. Izq -	32,54	7,36	115,56	26,01	26,01	18,662	44,67	Vc=0	37,60	44,67	19,87	6,218	19,869	8	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	23,53		8,201	34,21	Vc=0	37,60	34,21	15,22	6,218	15,216	10	18
	Ap. Derecho +	21,10	4,77	76,40												
VIGA 4	Ap. Izq -	29,46	6,67	105,17	23,53	24,60	20,283	44,89	Vc=0	37,60	44,89	19,96	6,218	19,963	8	18
	Ap. Izq +	21,10	4,77	76,40												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	24,60		16,210	40,81	Vc=0	37,60	40,81	18,15	6,218	18,152	9	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												
VIGA 5	Ap. Izq -	29,46	6,67	105,17	23,53	23,53	17,074	40,60	Vc=0	37,60	40,60	18,06	6,218	18,059	9	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	23,53		23,214	46,74	Vc=0	37,60	46,74	20,79	6,218	20,790	8	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												
VIGA 6	Ap. Izq -	29,46	6,67	105,17	23,53	23,53	21,404	44,93	Vc=0	37,60	44,93	19,98	6,218	19,985	8	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	23,53		8,622	32,15	Vc=0	37,60	32,15	14,30	6,218	14,300	11	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												
VIGA 7	Ap. Izq -	29,46	6,67	105,17	23,53	23,53	27,688	51,22	Vc>0	37,60	13,62	6,06	6,218	6,218	26	18
	Ap. Izq +	18,84	4,26	68,47												
	Ap. Derecho -	29,46	6,67	105,17	23,53		32,602	56,13	Vc>0	37,60	18,53	8,24	6,218	8,244	19	18
	Ap. Derecho +	18,84	4,26	68,47												

Teniendo los resultados de los cálculos realizados a mano, podemos compararlos con los obtenidos en el programa y darnos cuenta que los resultados son muy parecidos.

A continuación, se muestra el resumen de diseño a cortante de la viga 4, dado por el programa:

Shear/Torsion Design for  $V_{u2}$  and  $T_u$ 

Rbar A <sub>vs</sub> cm <sup>2</sup> /cm	Rbar A <sub>i</sub> /S cm <sup>2</sup> /cm	Rbar A <sub>i</sub> cm <sup>2</sup>	Design V <sub>u2</sub> tonf	Design T <sub>u</sub> tonf-cm	Design M <sub>u3</sub> tonf-cm	Design P <sub>u</sub> tonf
0,1856	0	0	41,501	19,684	-6613,153	0

Design Forces

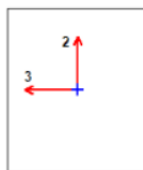
Factored V <sub>u2</sub> tonf	Factored M <sub>u3</sub> tonf-cm	Design V <sub>u2</sub> tonf	Capacity V <sub>p</sub> tonf	Gravity V <sub>g</sub> tonf
32,4997	1951,313	41,501	21,2186	20,2825

Capacity Moment

	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Bottom) cm <sup>2</sup>	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Top) cm <sup>2</sup>	Capacity Moment M <sub>pos</sub> tonf-cm	Capacity Moment M <sub>neg</sub> tonf-cm
Left	16,69	25,47	6057,087	9107,895
Right	14,32	20,68	5214,638	7455,05

Figura 45.- Resumen de Diseño a Cortante – Columna Pórtico D, Piso 6  
Fuente: ETABS

A continuación, resumen general de la viga 4



Beam Element Details (Summary)								
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
P6 - N +23.20	B840	2163	V65x75	ENVOLVENTE	70	815	0,831	Sway Special

Section Properties					
b (cm)	h (cm)	b <sub>r</sub> (cm)	d <sub>s</sub> (cm)	d <sub>cl</sub> (cm)	d <sub>co</sub> (cm)
65	75	65	0	4	4

Material Properties				
E <sub>c</sub> (tonf/cm²)	f <sub>c</sub> (tonf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (tonf/cm²)	f <sub>ys</sub> (tonf/cm²)
309,458	0,42	1	4,2	4,2

Design Code Parameters					
Φ <sub>T</sub>	Φ <sub>CTied</sub>	Φ <sub>CSpiral</sub>	Φ <sub>Vns</sub>	Φ <sub>Vs</sub>	Φ <sub>Vjoint</sub>
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M <sub>u3</sub>						
	Design -Moment tonf-cm	Design +Moment tonf-cm	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	-6613,153		25,47	0	17,91	25,47
Bottom (-2 Axis)		3306,577	0	12,52	16,69	16,69

Shear Force and Reinforcement for Shear, V <sub>u2</sub>				
Shear V <sub>u2</sub> tonf	Shear ΦV <sub>c</sub> tonf	Shear ΦV <sub>s</sub> tonf	Shear V <sub>s</sub> tonf	Rebar A <sub>v</sub> /S cm²/cm
41,501	0	41,501	21,2186	0,1856

Figura 46.- Resumen General Diseño a Flexión y Cortante – Columna Pórtico D, Piso 6  
Fuente: ETABS

Donde podemos observar que los cálculos realizados a mano concuerdan tanto para el diseño a flexión como para cortante.

#### 4.5 Comprobación Columna fuerte-Viga débil.

Para el análisis y comprobación de Columna Fuerte-Viga Débil, tenemos los momentos calculados para las vigas del pórtico, con esto procedemos a realizar la comprobación y cálculos de los momentos que deberían resistir las columnas del pórtico.

## PORTICO C PISO 11B

Tabla LXXXV.- Momentos últimos en Vigas del Pórtico C. piso 11B

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 1	Ap. Int. negt. Izq	-135,19	VIGA 2	Ap. Int. negt. Izq	-135,19
	Ap. Int. posit. Izq	69,89		Ap. Int. posit. Izq	69,89
	Centro posit.	69,89		Centro posit.	69,89
	Ap. Int. negt. Drch	-135,19		Ap. Int. negt. Drch	-96,56
	Ap. Int. Posit. Drch	69,89		Ap. Int. Posit. Drch	69,89

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 3	Ap. Int. negt. Izq	-96,56	VIGA 4	Ap. Int. negt. Izq	-122,50
	Ap. Int. posit. Izq	69,89		Ap. Int. posit. Izq	69,89
	Centro posit.	69,89		Centro posit.	69,89
	Ap. Int. negt. Drch	-122,50		Ap. Int. negt. Drch	-135,19
	Ap. Int. Posit. Drch	69,89		Ap. Int. Posit. Drch	69,89

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 5	Ap. Int. negt. Izq	-135,19	VIGA 6	Ap. Int. negt. Izq	-96,56
	Ap. Int. posit. Izq	69,89		Ap. Int. posit. Izq	95,49
	Centro posit.	69,89		Centro posit.	69,89
	Ap. Int. negt. Drch	-96,56		Ap. Int. negt. Drch	-121,45
	Ap. Int. Posit. Drch	95,49		Ap. Int. Posit. Drch	69,89

Tabla LXXXVI.- Verificación Columna Fuerte-Viga Débil del Pórtico C, piso 11B

PISO 12C COLUMNA BORDE					PISO 12C COLUMNA INTERIOR V1-2				
		Mu col					Mu col		
		-162					-162		
Mu viga	-135	NODO	-135	Mu viga	Mu viga	-135	NODO	-135	Mu viga
		-162					-162		
		Mu col					Mu col		
1,20 * ΣM Viga	-324,23	<	ΣM Columna	-324,23	1,20 * ΣM Viga	-324,46	<	ΣM Columna	-324,46
ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK			ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK		
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK			ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK		

PISO 12C COLUMNA INTERIOR V2-3					PISO 12C COLUMNA INTERIOR V3-4				
		Mu col					Mu col		
		-116					-147		
Mu viga	-97	NODO	-97	Mu viga	Mu viga	-122	NODO	-122	Mu viga
		-116					-147		
		Mu col					Mu col		
1,20 * ΣM Viga	-231,74	<	ΣM Columna	-231,74	1,20 * ΣM Viga	-293,99	<	ΣM Columna	-293,99
ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK			ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK		
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK			ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK		

PISO 12C COLUMNA INTERIOR V4-5					PISO 12C COLUMNA INTERIOR V5-6				
		Mu col					Mu col		
		-162					-116		
Mu viga	-135	NODO	-135	Mu viga	Mu viga	-97	NODO	-97	Mu viga
		-162					-116		
		Mu col					Mu col		
1,20 * ΣM Viga	-324,46	<	ΣM Columna	-324,46	1,20 * ΣM Viga	-231,74	<	ΣM Columna	-231,74
ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK			ΣM Col ≥ ΣM Viga		OK		
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK			ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1		OK		



## PORTICO D PISO 6

Tabla LXXXVII.- Momentos últimos en Vigas del Pórtico D. piso 6

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 1	Ap. Int. negt. Izq	-69,886	VIGA 2	Ap. Int. negt. Izq	-83,314
	Ap. Int. posit. Izq	54,040		Ap. Int. posit. Izq	54,040
	Centro posit.	54,040		Centro posit.	54,040
	Ap. Int. negt. Drch	-83,314		Ap. Int. negt. Drch	-91,643
	Ap. Int. Posit. Drch	54,040		Ap. Int. Posit. Drch	54,040

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 3	Ap. Int. negt. Izq	-91,643	VIGA 4	Ap. Int. negt. Izq	-83,314
	Ap. Int. posit. Izq	54,040		Ap. Int. posit. Izq	60,342
	Centro posit.	54,040		Centro posit.	54,040
	Ap. Int. negt. Drch	-83,314		Ap. Int. negt. Drch	-83,314
	Ap. Int. Posit. Drch	60,342		Ap. Int. Posit. Drch	54,040

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)	TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 5	Ap. Int. negt. Izq	-83,314	VIGA 6	Ap. Int. negt. Izq	-83,314
	Ap. Int. posit. Izq	54,040		Ap. Int. posit. Izq	54,040
	Centro posit.	54,040		Centro posit.	54,040
	Ap. Int. negt. Drch	-83,314		Ap. Int. negt. Drch	-83,314
	Ap. Int. Posit. Drch	54,040		Ap. Int. Posit. Drch	54,040

TRAMO	LOCALIZACION	Mu (KN m)
VIGA 7	Ap. Int. negt. Izq	-83,314
	Ap. Int. posit. Izq	54,040
	Centro posit.	54,040
	Ap. Int. negt. Drch	-83,314
	Ap. Int. Posit. Drch	54,040

Tabla LXXXVIII.- Verificación Columna Fuerte-Viga Débil del Pórtico D, piso 6

PISO 6D COLUMNA BORDE					PISO 6D COLUMNA INTERIOR V1-V2				
		Mu col					Mu col		
		-94					-104		
Mu viga	-70	NODO	-70	Mu viga	Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga
		-94					-104		
		Mu col					Mu col		
1,25 * ΣM Viga	-188,6926997	<	ΣM Columna	-188,6926997	1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662
ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK				ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK			
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK				ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK			

PISO 6D COLUMNA INTERIOR V2-V3					PISO 6D COLUMNA INTERIOR V3-V4				
		Mu col					Mu col		
		-115					-104		
Mu viga	-92	NODO	-92	Mu viga	Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga
		-115					-104		
		Mu col					Mu col		
1,25 * ΣM Viga	-229,1075142	<	ΣM Columna	-229,1075142	1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662
ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK				ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK			
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK				ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK			

PISO 6D COLUMNA INTERIOR V4-V5					PISO 6D COLUMNA INTERIOR V5-V6				
		Mu col					Mu col		
		-104					-104		
Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga	Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga
		-104					-104		
		Mu col					Mu col		
1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662	1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662
ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK				ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK			
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK				ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK			

PISO 6D COLUMNA INTERIOR V6-V7					PISO 6D COLUMNA BORDE 8				
		Mu col				Mu col			
		-104				-104			
Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga	Mu viga	-83	NODO	-83	Mu viga
		-104				-104			
		Mu col				Mu col			
1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662	1,25 * ΣM Viga	-208,2840662	<	ΣM Columna	-208,2840662
ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK				ΣM Col ≥ ΣM Viga	OK			
ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK				ΣM Col/ΣM Viga ≥ 1	OK			

## 4.6 Diseño de armado de Columnas.

### 4.6.1 Diseño de elementos a Flexo-Compresión.

#### PORTICO C PISO 11B

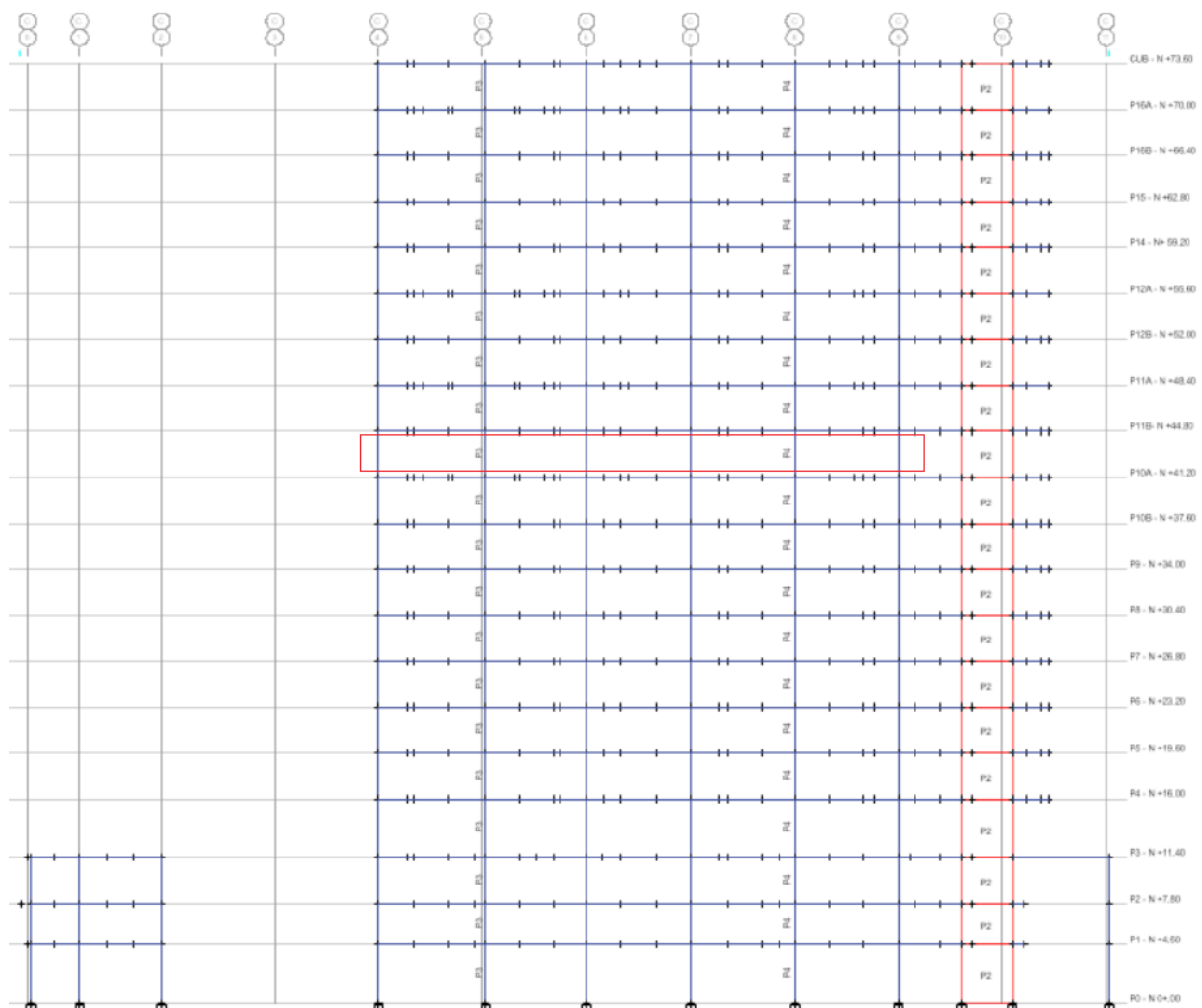


Figura 47.- Columnas del Pórtico C, piso 11B  
Fuente: ETABS

## PORTICO D PISO 6

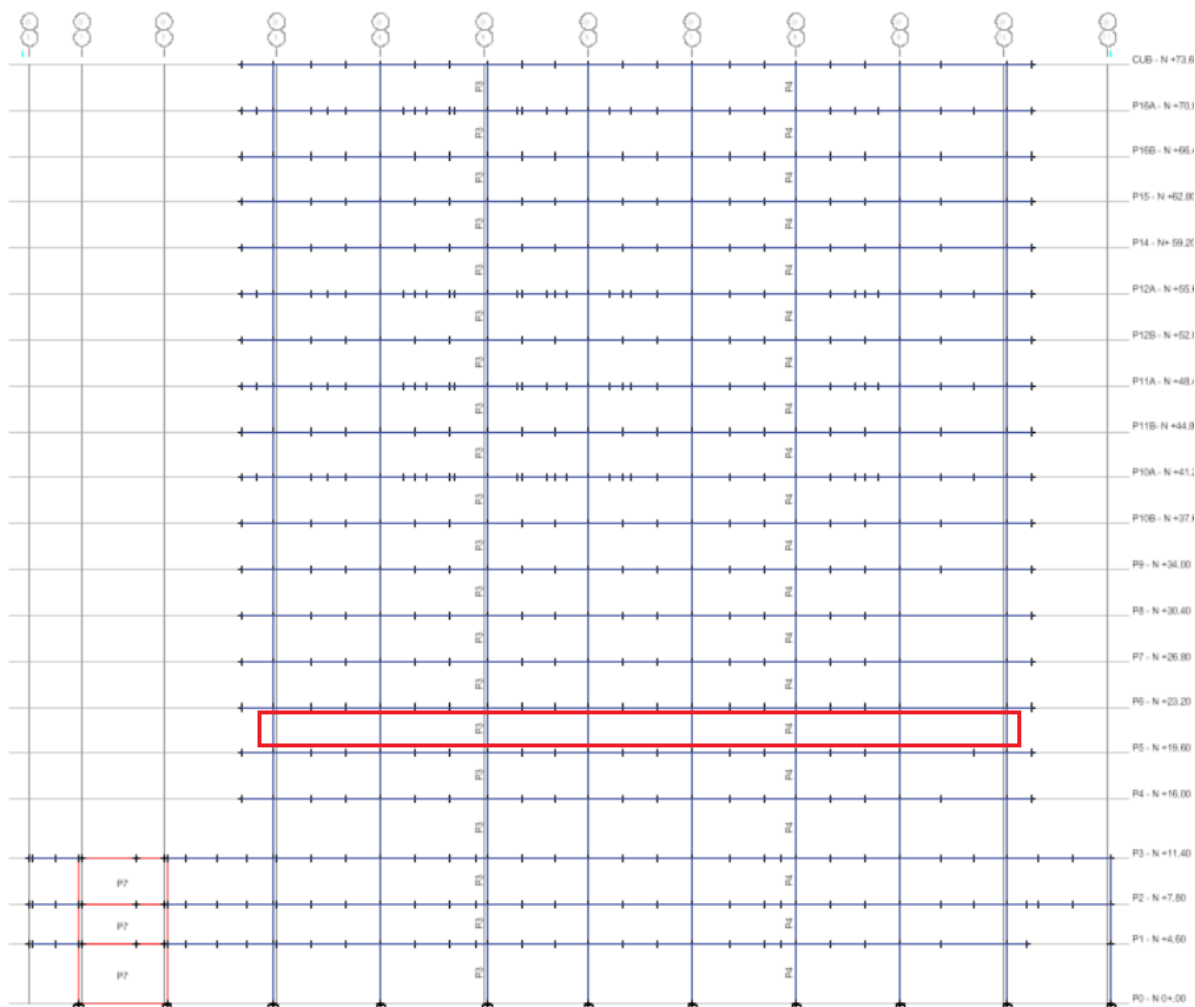


Figura 48.- Columnas del Pórtico D, piso 6

Fuente: ETABS

Las características de la columna son las siguientes:

## PORTICO C PISO 11B

Tabla LXXXIX.- Características de Columnas del Pórtico C, piso 11B

<b><math>\rho</math> min</b>	<b>1%</b>	<b>ACI 18.7.4.1</b>
<b><math>\rho</math> max</b>	<b>6%</b>	<b>ACI 18.7.4.1</b>
<b>fcd</b>	<b>42</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>fyd</b>	<b>420</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>b</b>	<b>700</b>	<b>mm</b>
<b>h</b>	<b>1150</b>	<b>mm</b>
<b>r</b>	<b>50</b>	<b>mm</b>
<b>r'</b>	<b>50</b>	<b>mm</b>
<b>ds</b>	<b>1100</b>	<b>mm</b>
<b>ds'</b>	<b>50</b>	<b>mm</b>
<b>Area col</b>	<b>805000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

## PORTICO D PISO 6

Tabla XC.- Características de Columnas del Pórtico D, piso 6

<b>p min</b>	<b>1%</b>	<b>ACI 18.7.4.1</b>
<b>p max</b>	<b>6%</b>	<b>ACI 18.7.4.1</b>
fcd	42	N/mm <sup>2</sup>
fyd	420	N/mm <sup>2</sup>
b	700	mm
h	1400	mm
r	50	mm
r'	50	mm
ds	1350	mm
ds'	50	mm
Area col	980000	mm <sup>2</sup>

## 4.6.1.1 Requisitos para elementos en Flexo – Compresión [NEC-SE-HM, 4.3.1]

- Ser parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas.
- Soportar fuerzas axiales que excedan:  $0.1 \times f'c \times Ag$  en las combinaciones de carga que participen las cargas sísmicas.
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300mm.

Comprobación de los Requisitos:

## PORTICO C PISO 11B

Tabla XCI.- Verificación de Requisitos para Columnas del Pórtico C, piso 11B

Ag f'c/10	3234	KN
Pu	3415,86	KN
<b>Pu &gt; Ag f'c/10</b>	<b>OK</b>	
Dimensión menor	700	mm
<b>Mayor a 300mm</b>	<b>OK</b>	
<b>b/h &gt; 0,4</b>	0,609	<b>OK</b>

## PORTICO D PISO 6

Tabla XCII.- Verificación de Requisitos para Columnas del Pórtico D, piso 6

Ag f'c/10	3969	KN
Pu	7669,50	KN
<b>Pu &gt; Ag f'c/10</b>	<b>OK</b>	

Dimensión menor	700	mm
<b>Mayor a 300mm</b>	<b>OK</b>	
<b>b/h &gt; 0,4</b>	0,500	<b>OK</b>

Para el diseño, primo del análisis estructural realizado por el programa obtenemos, las fuerzas y momentos que actúan sobre la columna a ser analizada. Con estos valores se calcula las cargas últimas en base a las combinaciones de carga propuestas por la norma.

A continuación, se calcula los esfuerzos que producen las cargas últimas sobre el elemento. Los momentos últimos son obtenidos previamente mediante el análisis Columna fuerte-Viga débil, donde obtenemos los momentos resistentes en los extremos de las columnas para garantizar que primero fallará la viga y luego la columna; Los valores de la carga axial Pu y de los Cortantes Vu, son tomados de los resultados obtenidos del programa.

Por lo tanto, tenemos la siguiente tabla de los esfuerzos ejercidos sobre las columnas:

## PORTICO C PISO 11B

Tabla XCIII.- Esfuerzos ejercidos en las Columnas del Pórtico C, piso 11B

	COLUMNA 1 BORDE		COLUMNA 2 INT		COLUMNA 3 INT		COLUMNA 4 INT		COLUMNA 5 INT		COLUMNA 6 INT	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
Md (KN m)	1590,34	1590,34	1590,34	1590,34	1136,68	1136,68	1442,03	1442,03	1591,47	1591,47	1136,68	1136,68
Pd (KN)	917,39	872,26	344,79	299,66	3370,74	3415,86	887,10	932,22	338,98	382,52	569,38	614,50
Vu (KN)	374,78	374,78	223,87	223,87	391,88	391,88	208,02	208,02	218,10	218,10	355,01	355,01

## PORTICO D PISO 6

Tabla XCIV.- Esfuerzos ejercidos en las Columnas del Pórtico D, piso 6

	COLUMNA 1 BORDE		COLUMNA 2 INT		COLUMNA 3 INT		COLUMNA 4 INT		COLUMNA 5 INT		COLUMNA 6 INT		COLUMNA 7 INT		COLUMNA 8 BORDE	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
Md (KN m)	925,54	925,54	1021,633	1021,633	1123,77	1123,77	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63	1021,63
Pd (KN)	4072,07	4131,23	2022,32	2081,48	6134,43	6075,27	2898,65	2957,82	3186,03	3245,19	7669,50	7610,34	3370,06	3429,22	2288,07	2347,23
Vu (KN)	252,74	252,74	374,82	374,82	240,57	240,57	415,95	415,95	317,41	317,41	235,22	235,22	394,30	394,30	329,28	329,28

A continuación, se muestran las cargas últimas proporcionadas por el programa:

## PORTICO C PISO 11B

Section Properties						
b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)			
1,15	0,65	0,06	0,0273			

Material Properties				
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kN/m <sup>2</sup> )
30347454,75	41187,93	1	411879,31	411879,31

Design Code Parameters						
$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
Design $P_u$ kN	Design $M_{u2}$ kN-m	Design $M_{u3}$ kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area m <sup>2</sup>	Rebar % %
3370,2593	-225,9072	-367,6632	167,6367	117,0828	0,007475	1

Figura 49.- Resumen de esfuerzos últimos en Columna del Pórtico C, piso 11B

Fuente: ETABS

## PORTICO D PISO 6

Material Properties				
$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kN/m <sup>2</sup> )
30347454,75	41187,93	1	411879,31	411879,31

Design Code Parameters						
$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
Design $P_u$ kN	Design $M_{u2}$ kN-m	Design $M_{u3}$ kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area m <sup>2</sup>	Rebar % %
2022,3196	-279,0697	-340,9127	73,2889	115,7576	0,0098	1

Figura 50.- Resumen de esfuerzos últimos en Columna del Pórtico D, piso 6

Fuente: ETABS

Se puede observar en ambas figuras adjuntas, que los valores de los Momentos últimos son menores a los calculados, por lo que para el diseño del acero de refuerzo se toma los valores de los momentos anteriormente calculados a mano.

Para temas prácticos de este proyecto se diseñará una sola columna de cada pórtico, por lo que para esto elegimos los mayores esfuerzos entre todas las columnas, tanto para Momento, Axil y Cortante. Teniendo los mayores valores de cada uno de estos esfuerzos procedemos a realizar el cálculo del acero de refuerzo de la columna.

Para el dimensionamiento del acero de la columna, se hizo uso del siguiente ábaco:

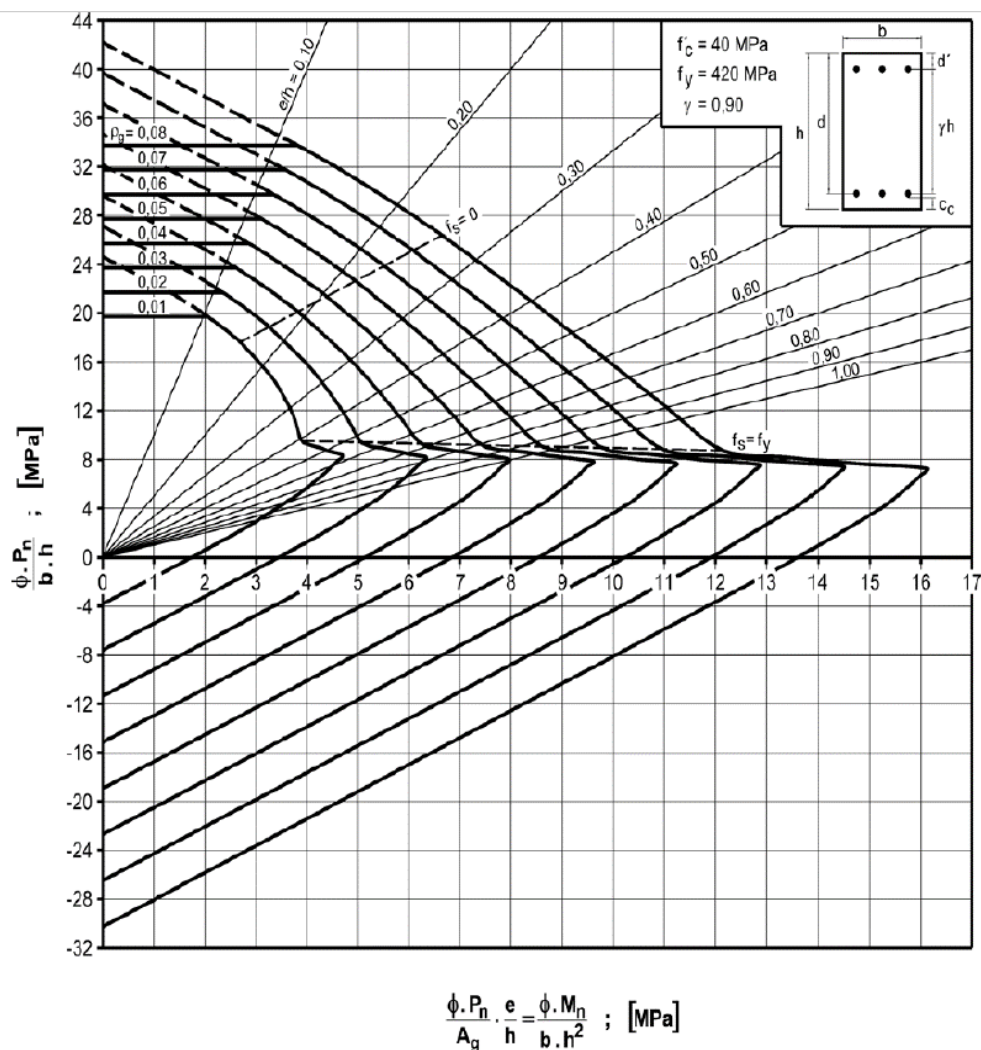


Figura 51.- Diagrama de Iteración Adimensional  
Fuente: ACI

Por lo tanto, tenemos los siguientes resultados:

### PORTICO C PISO 11B

Tabla XCV.- Datos para ingresar al Diagrama de Iteración para la Columna del Pórtico C, Piso 11B

ABACO- DIAGRAMA ITERACION ADIMENSIONAL		
max Md col	1591,465	KN m
max Pd col	3415,864	KN
$\mu = \phi Mn / b h^2$	1,719	
$V = \phi Pn / b h$	4,243	
$\rho$	0,010	
$\gamma$	0,913	
$Pu / (f'c \cdot Ag) > Mu / (f'c \cdot Ag \cdot h)$	OK	

Debido a que la intersección entre  $\mu$  y  $v$  queda dentro de la curva de  $\rho=0,001$  lo que quiere decir que el Acero requerido es igual al mínimo, por lo que se procederá a dimensionar con armadura mínima cumpliendo con  $As,min$ . Por lo tanto, se dispondrá de 26 $\phi$ 22mm en toda la sección de la columna, cumpliendo con la cuantía mínima y máxima, así mismo cumpliendo para las solicitudes de Momento y Axil. De la misma forma, cumple para el diseño a ductilidad alta.

Se propone un área de acero de 9880 mm<sup>2</sup>, con una cuantía del 1,28%.

Tabla XCVI.- Acero longitudinal y cuantía en Columnas del Pórtico C, piso 11B

DISEÑO DE COLUMNA		
Refuerzo	As(mm2)	p nueva
26ø22	9880,00 mm2	1,28%

pmin	0,01	ACI 18.7.4.1
p max	0,06	ACI 18.7.4.1
p max	0,03	NEC HM 4.3.3
Asmin	7700	mm2
Asmax	46200	mm2
Asmax	23100	mm2
Apropuesto	9880	mm2
p nueva	1,28%	CUMPLE

Los resultados obtenidos del cálculo a mano los comparamos con los obtenidos en el programa de análisis estructural, el cual reporta los siguientes valores de acero de refuerzo en mm<sup>2</sup>, el valor proporcionado corresponde a la armadura mínima en columnas.

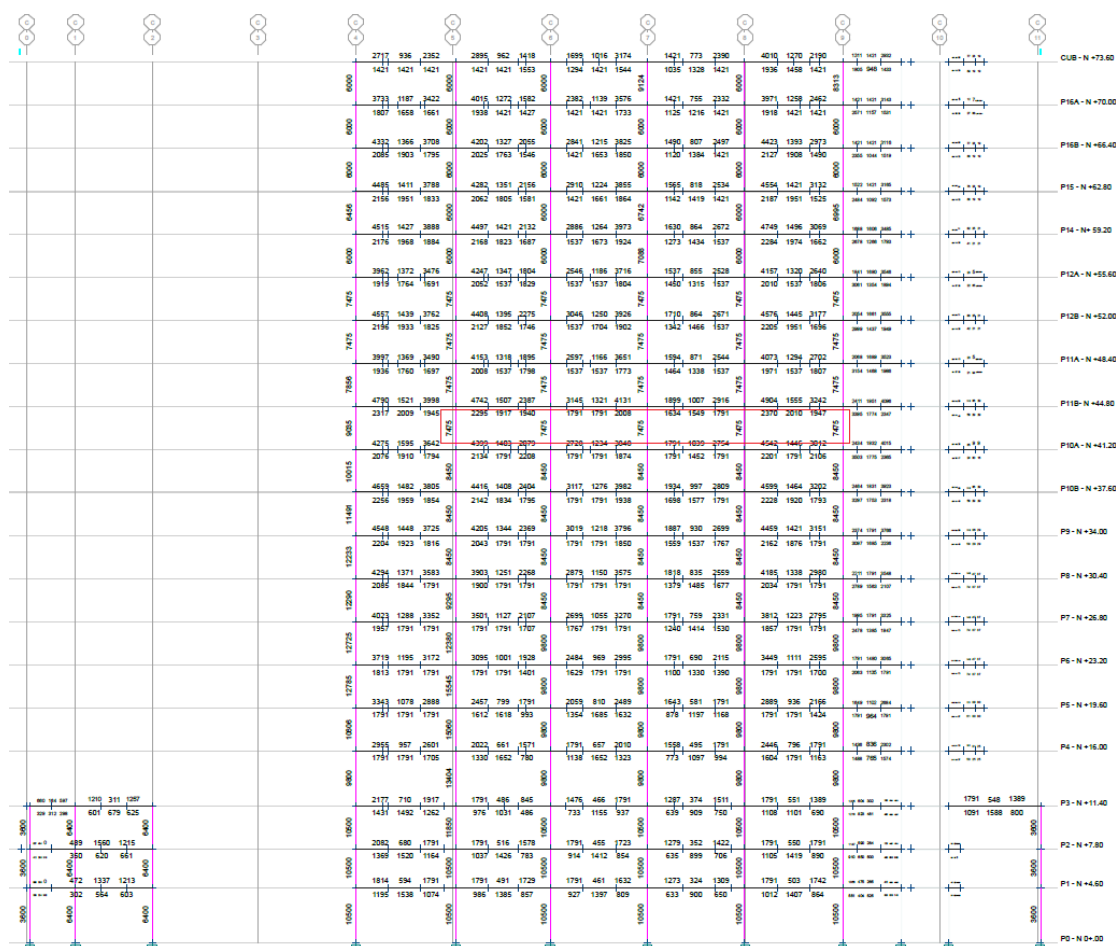


Figura 52.- Acero requerido para columnas del Pórtico C

Fuente: ETABS

Como se puede observar, la armadura solicitada por el programa para las columnas internas es de 7475 mm<sup>2</sup>, mientras que la armadura calculada fue de 8169,20 mm<sup>2</sup>.

### Verificación de Fuerzas Internas, Diagrama de Interacción (M vs N).

Se realiza la verificación de fuerzas internas usando dos programas de Excel para comprobar que las cargas aplicadas serán soportadas de manera adecuada.



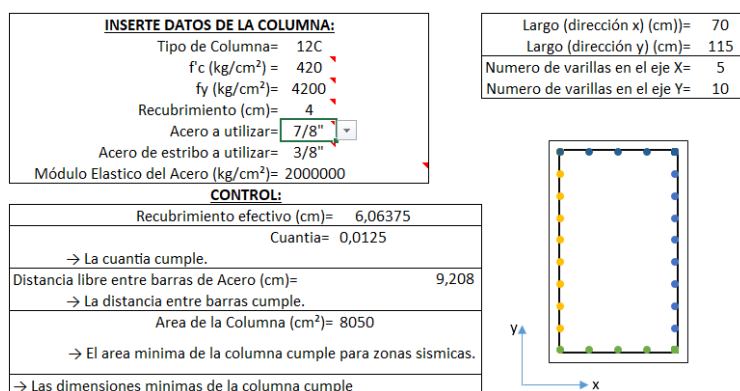


Figura 53.- Descripción de la Columna a analizar Pórtico C, Piso 11B.

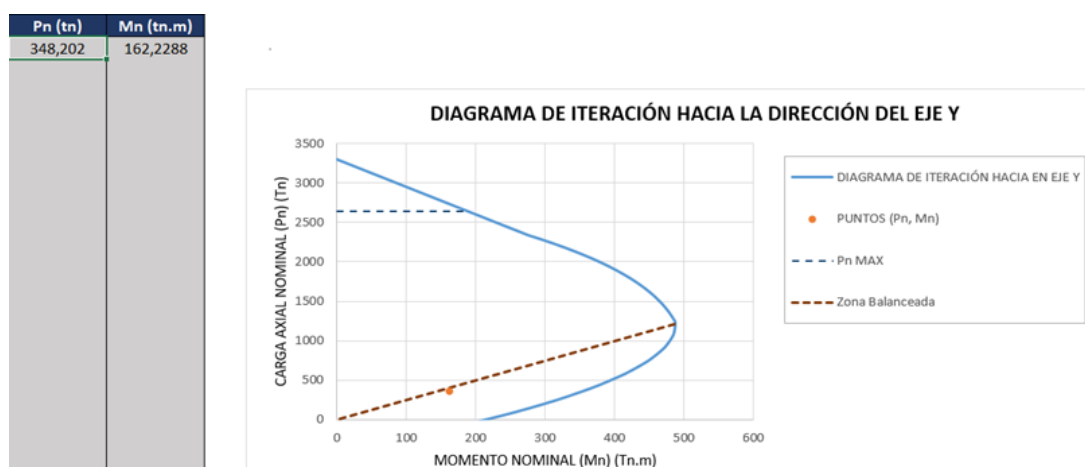


Figura 54.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico C, Piso 11B

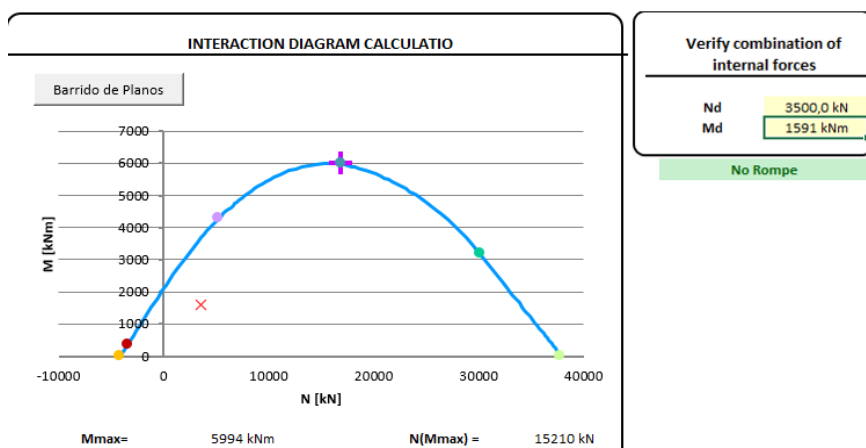


Figura 55.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico C, Piso 11B

Como podemos observar, se realizó la verificación de fuerzas internas mediante el diagrama de Interacción (M vs N), donde los resultados salieron favorables para la columna diseñada soportando el axil y el momento solicitante de 3.500KN y 1.591 KN\*m respectivamente. A su vez se puede observar que la columna diseñada puede soportar un axil de 15.210 KN y un momento de 5.994 KN\*m. Por lo que se puede concluir que la columna diseñada resiste con seguridad las cargas aplicadas.

## PORTICO D PISO 6

Tabla XCVII.- Datos para ingresar al Diagrama de Iteración para la Columna del Pórtico D, Piso 6

ABACO- DIAGRAMA INTERACCION ADIMENSIONAL		
max Md col	1123,772	KN m
max Pd col	7669,501	KN
$\mu = \phi Mn / b h^2$	0,819	
$V = \phi Pn / b h$	7,826	
$\rho$	0,010	
$\gamma$	0,929	
$Pu / (f'c * Ag) > Mu / (f'c * Ag * h)$	OK	

En este caso la intersección entre  $\mu$  y  $\nu$  nuevamente queda dentro de la curva de  $\rho=0,001$  lo que quiere decir que el Acero requerido es igual al mínimo, por lo que se procederá a dimensionar con armadura mínima cumpliendo con  $A_{s,min}$ . Por lo tanto, se dispondrá de 28 $\phi$ 22mm en toda la sección de la columna, cumpliendo con la cuantía mínima y máxima, así mismo cumpliendo para las solicitudes de Momento y Axil. De la misma forma, cumple para el diseño a ductilidad alta.

Se propone un área de acero de 10640 mm<sup>2</sup>, con una cuantía del 1,13%.

Tabla XCVIII.- Acero longitudinal y cuantía en Columnas del Pórtico D, piso 6

DISEÑO DE COLUMNA		
Refuerzo	As(mm2)	pnueva
28 $\phi$ 22	10640,00 mm2	1,13%

$\rho_{min}$	0,01	ACI 18.7.4.1
$\rho_{max}$	0,06	ACI 18.7.4.1
$\rho_{max}$	0,03	NEC HM 4,3,3
Asmin	9450	mm2
Asmax	56700	mm2
Asmax	28350	mm2
Apropuesto	10640	mm2
pnueva	1,13%	CUMPLE

Los resultados obtenidos del cálculo a mano los comparamos con los obtenidos en el programa de análisis estructural, el cual reporta los siguientes valores de acero de refuerzo en mm<sup>2</sup>, el valor proporcionado corresponde a la armadura mínima en columnas.

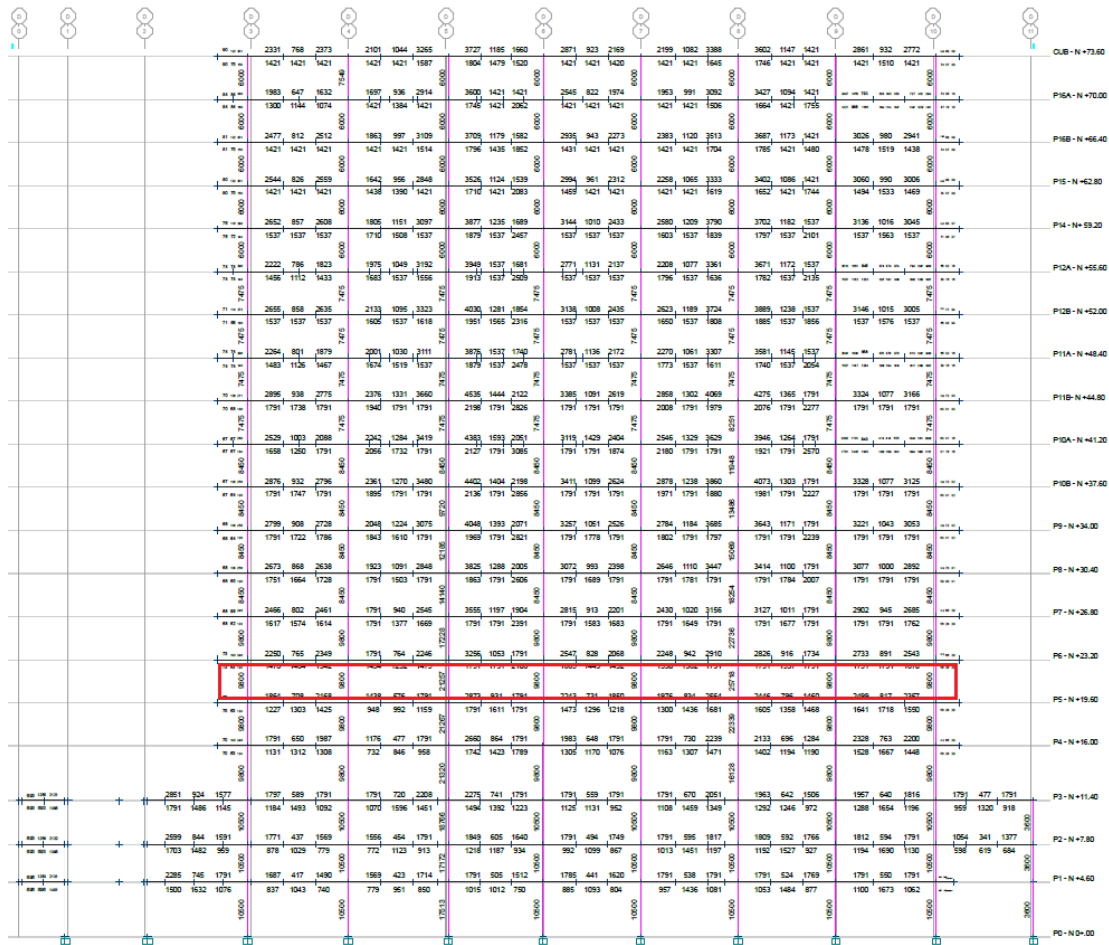


Figura 56.- Acero requerido para columnas del Pórtico D

Fuente: ETABS

Como se puede observar, la armadura solicitada por el programa para las columnas internas es de 9800 mm<sup>2</sup>, mientras que la armadura calculada fue de 10640 mm<sup>2</sup>.

### Verificación de Fuerzas Internas, Diagrama de Interacción (M vs N).

Se realiza la verificación de fuerzas internas usando dos programas de Excel para comprobar que las cargas aplicadas serán soportadas de manera adecuada.

INSERTE DATOS DE LA COLUMNA:	
Tipo de Columna=	6D-5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )=	420
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )=	4200
Recubrimiento (cm)=	4
Acero a utilizar=	7/8"
Acero de estribo a utilizar=	3/8"
Módulo Elástico del Acero (kg/cm <sup>2</sup> )=	2000000

CONTROL:	
Recubrimiento efectivo (cm)=	6,06375
Cuantía=	0,0111
→ La cuantía cumple.	
Distancia libre entre barras de Acero (cm)=	11,99
→ La distancia entre barras cumple.	
Area de la Columna (cm <sup>2</sup> )=	9800
→ El area mínima de la columna cumple para zonas sísmicas.	
→ Las dimensiones mínimas de la columna cumple	

Largo (dirección x) (cm)=	70
Largo (dirección y) (cm)=	140
Numero de varillas en el eje X=	6
Numero de varillas en el eje Y=	10

Figura 57.- Descripción de la Columna a analizar Pórtico C, Piso 11B.

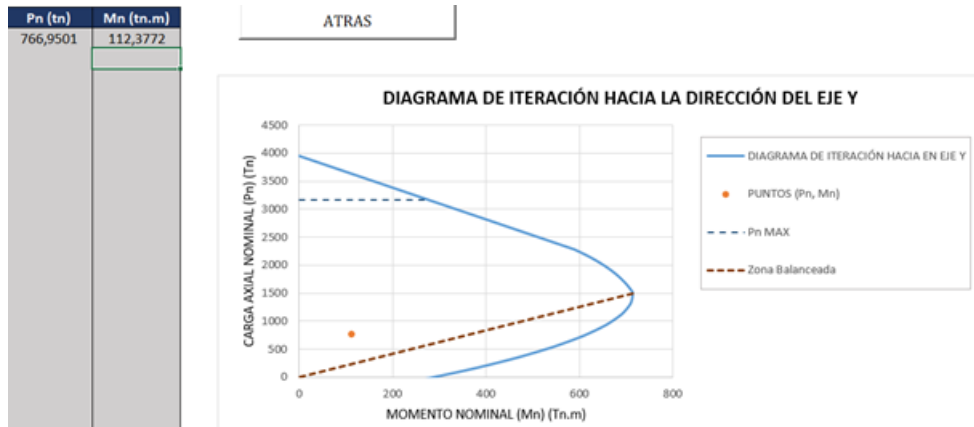


Figura 58.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico D, Piso 6

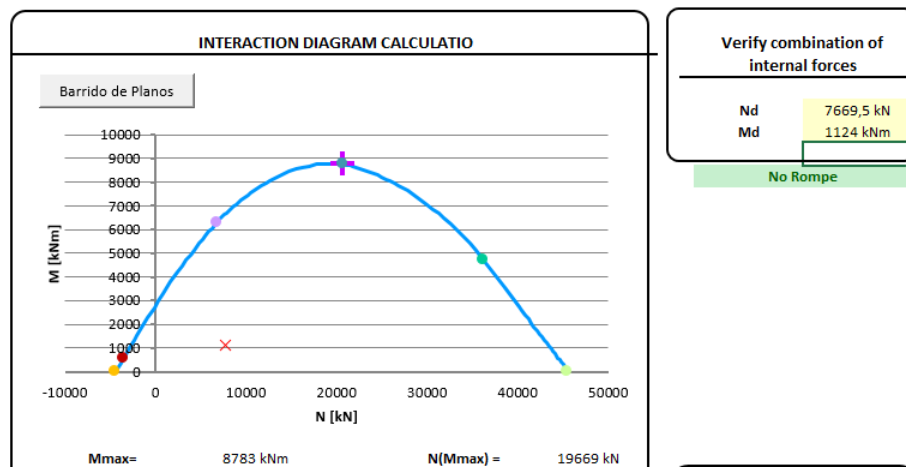


Figura 59.- Diagrama de Iteración de Columna analizada del Pórtico D, Piso 6

Como podemos observar, se realizó la verificación de fuerzas internas mediante el diagrama de Interacción (M vs N), donde los resultados salieron favorables para la columna diseñada soportando el axil y el momento solicitante de 7.669 kN y 1.124 kN\*m respectivamente. A su vez se puede observar que la columna diseñada puede soportar un axil de 19.669 kN y un momento de 8.783 kN\*m. Por lo que se puede concluir que la columna diseñada resiste con seguridad las cargas aplicadas.

## 4.6.2 Diseño de Refuerzo a cortante.

### 4.6.2.1 Refuerzo transversal, confinamiento

La norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM 2015 en su capítulo 4.3.4 indica lo siguiente:

#### Refuerzo transversal

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud **L<sub>o</sub>** (longitud de la zona de confinamiento) medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud **L<sub>o</sub>** no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento,
- La máxima dimensión de su sección transversal,
- 450 mm.

#### Separación

El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento.

Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, **h<sub>x</sub>**, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder

la menor de (a), (b), y (c):

- a. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- b. Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- c. **s<sub>o</sub>**, definido por

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (4.17)$$

$$h_x = \frac{h - 2(r + \phi e + \frac{\phi L}{2})}{2} \quad (4.18)$$

Donde:

So Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud  $L_o$  (mm); So no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

hx Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

La siguiente figura indica requisitos que se deben cumplir para el amarre y confinamiento del refuerzo principal longitudinal. Adicionalmente se debe tomar en cuenta que la dimensión  $x_i$  va de centro a centro entre las ramas de estribo y esta no debe exceder 350 mm, además,  $h_x$  se toma como el mayor valor de  $x_i$ .

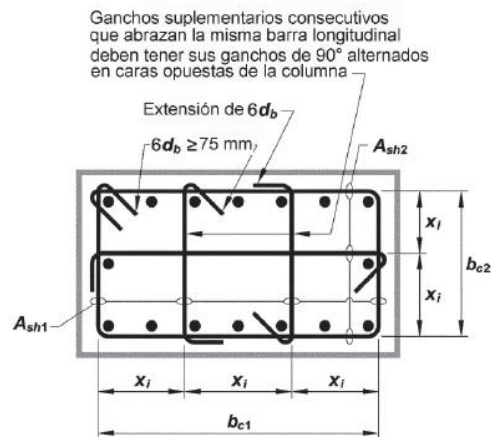


Figura 60.- Ejemplo de refuerzo transversal en columnas  
Fuente: ACI 318S-14

A continuación, se muestra esquemáticamente los requisitos de confinamiento para elementos a flexo-compresión:

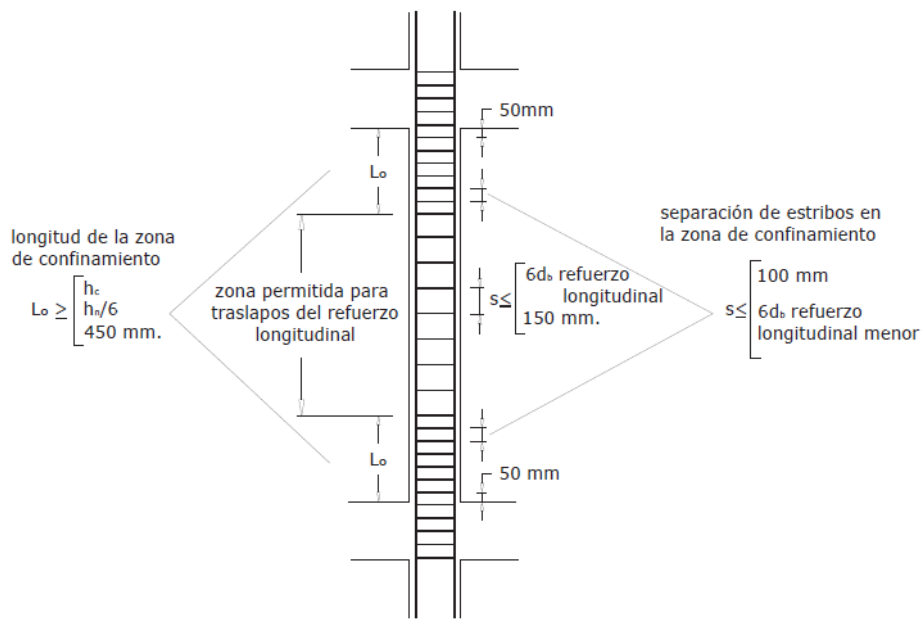


Figura 61.- Separación de Estribos  
Fuente: NEC-SE-HM

Realizando los cálculos y cumpliendo los requisitos de refuerzo transversal y separación, tenemos:

**Refuerzo transversal  $L_o$  (longitud de zona de confinamiento):**

**PORTICO C PISO 11B**

Tabla XCIX.- Longitud Crítica en Columnas del Pórtico C, piso 11B

ACERO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO		
LONGITUD CRÍTICA (ROTULA PLÁSTICA) - ZONA DE CONFINAMIENTO - NEC-SE-HM 4.3.4/ ACI 18.7.5.1		
$1/6 * L_{cl}$	475	mm
$h_c$	1150	mm
450 mm	450	mm
<b>L<sub>cr</sub> (zona confinamiento)</b>	<b>1150</b>	<b>mm</b>

**Separación de estribos en zona de confinamiento:**

Tabla C.- Diámetro de varillas en Columnas del Pórtico C, piso 11B

$\phi_{est}$	10	mm
$\phi_{long}$	20	mm

Tabla CI.- Separación de estribos en zona confinada en Columnas del Pórtico C, piso 11B

SEPARACION Z. CONFINADA (Crítica) -NEC-HM 4.3.4		
1/4 dimension minima	175	mm
6 $\phi$ L menor	120	mm
$h_x = \frac{h-2(r+\phi e+\frac{\phi L}{2})}{2}$	280	mm
So	123,33	mm
<b>st</b>	<b>120</b>	<b>mm</b>
<b>st propuesto</b>	<b>100</b>	<b>mm</b>

**Separación de estribos fuera de zona de confinamiento:**

Tabla CII.- Separación de estribos fuera de zona confinada en Columnas del Pórtico C, piso 11B

SEPARACION ZONA CENTRAL -NEC-HM/ ACI 18.7.5.5		
<b>150</b>	<b>150</b>	<b>mm</b>
<b>6 <math>\phi</math>L menor</b>	<b>150</b>	<b>mm</b>
<b>St</b>	<b>150</b>	<b>mm</b>

Las cuantías mínimas para confinamiento indicadas por la norma ACI tanto para estribos rectilíneos como para estribos espirales se muestran en la siguiente figura:

Tabla CIII.- Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
$A_{sh}/s_{bc}$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)
$P_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35 * k_f * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (f)

Fuente: ACI 318S-14, tabla 18.7.5.4

Tenemos los siguientes datos de la columna a analizar:



Tabla CIV.- Características de Columnas del Pórtico C, piso 11B para cálculo de Refuerzo transversal

fcd	42	N/mm <sup>2</sup>
fyd	420	N/mm <sup>2</sup>
b	700	mm
h	1150	mm
r	50	mm
r'	50	mm
ds	1100	mm
ds'	50	mm
Área col	805000	mm <sup>2</sup>

Ahora para el diseño por confinamiento en columnas rectangulares se toma en cuenta las siguientes ecuaciones tal y como indica la norma: NEC-SE-HM, 4.3.4c y el código ACI, 18.7.5.4. y luego procedemos a calcular el acero mínimo para cortante:

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y} \quad (4.19)$$

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} = 0.09 * \frac{f'_c}{f'_y} \quad (4.20)$$

La condición esencial dada por la Norma ACI 318S-14 para usar estas ecuaciones es:

$$P_u \leq (0.3 * A_g * f'_c) \text{ y } f'_c \leq 70 M_{pa} \quad (4.21)$$

Donde:

- s Espaciamiento entre estribos.
- bch y bcv Dimensión medida entre los bordes externos del refuerzo transversal (horizontal y vertical).
- f'<sub>c</sub> Resistencia de compresión del hormigón.
- f'<sub>yt</sub> Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.
- A<sub>g</sub> Área bruta de hormigón.
- A<sub>ch</sub> Área de la sección transversal medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.
- A<sub>sh</sub> Área total del refuerzo transversal.

Por lo tanto, tenemos:

Tabla CV.- Comprobación de Condición a aplicar para cálculo de Refuerzo transversal en Columnas del Pórtico C, piso 11B

CONDICION		
Pu	3415,86	KN
0,3 Ag f'c	10143,00	KN
<b>Pu ≤ 0.3 Ag f'c - PRIMERA CONDICION</b>		

Tabla CVI.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash/bc\*s en Columnas del Pórtico C, piso 11B

<b>Ag (b x h)</b>	805000	mm <sup>2</sup>
<b>Ach (b-2r x h-2r)</b>	630000	mm <sup>2</sup>
$0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y}$	0,008	
$0.09 * \frac{f'_c}{f'_y}$	0,009	

Se calcula el acero transversal para las direcciones horizontal y vertical, de las dos ecuaciones propuestas se considera como resultado el mayor valor:

$$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c * b_c * s}{f'_y} \quad (4.22)$$

Tabla CVII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico C, piso 11B

LADO MAS LARGO DE LA SECCION		
bc1	1040	mm
Ash (a)	866,67	mm <sup>2</sup>
Ash (b)	936	mm <sup>2</sup>
<b>Ash1 req</b>	<b>936,00</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

El área de acero transversal mínima es de 936mm<sup>2</sup>, por lo que se requiere como estribos 9 ramas de 12 mm de diámetro, que proporcionan una armadura de 1017 mm<sup>2</sup> cada 100 mm.

Considerando la armadura transversal por metro de longitud se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = 1017 \frac{\text{mm}^2}{\text{estribo}} * 10 \frac{\text{estribo}}{\text{mm}} = 10170 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 101,70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tabla CVIII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico C, piso 11B

LADO MAS CORTO DE LA SECCION		
bc2	590	mm
Ash (a)	491,67	mm <sup>2</sup>
Ash (b)	531	mm <sup>2</sup>
<b>Ash2 req</b>	<b>531,00</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

El área de acero transversal mínima es de  $531 \text{ mm}^2$ , por lo que se requiere como estribos 5 ramas de 12 mm de diámetro, que proporcionan una armadura de  $565 \text{ mm}^2$  cada 100 mm.

Considerando la armadura transversal por metro de longitud se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{estribo}} * 10 \frac{\text{estribo}}{\text{mm}} = 5650 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 56,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

## PORTICO D PISO 6

Tabla CIX.- Longitud Crítica en Columnas del Pórtico D, piso 6

ACERO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO		
LONGITUD CRÍTICA (ROTULA PLÁSTICA) - ZONA DE CONFINAMIENTO - NEC-SE-HM 4.3.4/ ACI 18.7.5.1		
$1/6 * L_{cl}$	475	mm
$h_c$	1400	mm
450 mm	450	mm
<b>Lcr (zona confinamiento)</b>	<b>1400</b>	<b>mm</b>

## Separación de estribos en zona de confinamiento:

Tabla CX.- Diámetro de varillas en Columnas del Pórtico D, piso 6

$\phi_{est}$	10	mm
$\phi_{long}$	20	mm

Tabla CXI.- Separación de estribos en zona confinada en Columnas del Pórtico D, piso 6

SEPARACION Z. CONFINADA (Crítica) - NEC-HM 4.3.4		
$1/4$ dimension minima	175	mm
$6 \phi_L$ menor	132	mm
$h_x = \frac{h - 2(r + \phi_e + \frac{\phi_L}{2})}{2}$	279	mm
$S_o$	124	mm
<b>st</b>	<b>124</b>	<b>mm</b>
<b>st propuesto</b>	<b>100</b>	<b>mm</b>

**Separación de estribos fuera de zona de confinamiento:**

Tabla CXII.- Separación de estribos fuera de zona confinada en Columnas del Pórtico D, piso 6

SEPARACION FUERA DE ZONA CENTRAL -NEC-HM/ ACI 18.7.5.5		
150	150	mm
6 $\phi$ L menor	150	mm
St	150	mm

Conociendo las fórmulas para el cálculo de las cuantías mínimas, y teniendo los siguientes datos, procedemos a calcular el área de acero mínimo para cortante:

Tabla CXIII.- Características de Columnas del Pórtico D, piso 6 para cálculo de Refuerzo transversal

fcd	42	N/mm <sup>2</sup>
fyd	420	N/mm <sup>2</sup>
b	700	mm
h	1400	mm
r	50	mm
r'	50	mm
ds	1350	mm
ds'	50	mm
Área col	980000	mm <sup>2</sup>

Para el diseño por confinamiento en columnas rectangulares se toma en cuenta las siguientes ecuaciones (4.19) y (4.20) tal y como indica la norma: NEC-SE-HM, 4.3.4c y el código ACI, 18.7.5.4, cumpliendo con la condición indicada en la ecuación (4.21).

Por lo tanto, tenemos:

Tabla CXIV.- Comprobación de Condición a aplicar para cálculo de Refuerzo transversal en Columnas del Pórtico D, piso 6

CONDICION		
Pu	7669,50	KN
0,3 Ag f'c	12348,00	KN
<b><math>Pu \leq 0.3 Ag f'c</math> - PRIMERA CONDICION</b>		

Tabla CXV.- Cálculo de Refuerzo transversal  $A_{sh}/b_c*s$  en Columnas del Pórtico D, piso 6

<b>Ag (b x h)</b>	980000	mm <sup>2</sup>
<b>Ach (b-2r x h-2r)</b>	780000	mm <sup>2</sup>
$0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y}$	0,008	
$0.09 * \frac{f'_c}{f'_y}$	0,009	

Se calcula el acero transversal para las direcciones horizontal y vertical, de las dos ecuaciones propuestas se considera como resultado el mayor valor, ecuación (4.22):

$$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c * b_c * s}{f'_y}$$

Tabla CXVI.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico D, piso 6

LADO MAS LARGO DE LA SECCION		
bc1	1290	mm
Ash (a)	992,31	mm <sup>2</sup>
Ash (b)	1161	mm <sup>2</sup>
<b>Ash1 req</b>	<b>1161,00</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

El área de acero transversal mínima es de 1161 mm<sup>2</sup>, por lo que se requiere como estribos 10 ramas de 12 mm de diámetro, que proporcionan una armadura de 1130 mm<sup>2</sup> cada 100 mm.

Considerando la armadura transversal por metro de longitud se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = 1130 \frac{\text{mm}^2}{\text{estribo}} * 10 \frac{\text{estribo}}{\text{mm}} = 11300 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 113,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tabla CXVII.- Cálculo de Refuerzo transversal Ash en lado más largo de Columna del Pórtico D, piso 6

LADO MAS CORTO DE LA SECCION		
bc2	590	mm
Ash (a)	453,85	mm <sup>2</sup>
Ash (b)	531	mm <sup>2</sup>
<b>Ash2 req</b>	<b>531,00</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

El área de acero transversal mínima es de 531mm<sup>2</sup>, por lo que se requiere como estribos 5 ramas de 12 mm de diámetro, que proporcionan una armadura de 565 mm<sup>2</sup> cada 100 mm.

Considerando la armadura transversal por metro de longitud se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{estribo}} * 10 \frac{\text{estribo}}{\text{mm}} = 5650 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 56,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

### Fuerzas de Diseño a Cortante

La Norma ACI en su capítulo 18.7.6.1 indica que la fuerza de cortante de diseño **V<sub>e</sub>** se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, **M<sub>pr</sub>**, en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, **P<sub>u</sub>**, que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el **M<sub>pr</sub>** de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso **V<sub>e</sub>** puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

Además, señala que el refuerzo transversal en las longitudes **l<sub>o</sub>**, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo **V<sub>c</sub> = 0** cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de **l<sub>o</sub>**.

- b. La fuerza axial de compresión mayorada **Pu** incluyendo el efecto sísmico es menor que **Ag f'c/ 20**.

Teniendo los valores de los esfuerzos mayorados obtenidos en los cálculos previos, procedemos a calcular la fuerza de diseño y el área de acero a cortante necesaria para soportar estos esfuerzos.

Usualmente se determina el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{V_s - V_c}{f_y' * d} \quad (4.23)$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_c'} * b * d \quad (4.24)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (4.25)$$

## PORTICO C PISO 11B

Tabla CXVIII.- Cálculo de Refuerzo transversal requerido Ast para Columna del Pórtico C, piso 11B

AREA DE ACERO A CORTANTE		
L (longitud libre)	2,85	m
y	1,25	
Mu1	1591,47	KN m
Mu2	1591,47	KN m
Pu	3415,864	KN
Ve	1396,022	KN
Vu analisis prog	391,880	KN
Ve > Vu analisis	OK	
p	0,0128	
Ag f'c/20	1690,500	KN
Pu < Ag f'c/20	FALSO	
Ve > 0,5 Vu	OK	
Av	936	mm2
Vcu	848586	N
Vs	4324320	N
Vu=Φ(Vc+Vu)	3879680	N
Vu=Φ(Vc+Vu) > Vu analisis	OK	
Vs	4324320	N
st	100	mm
Ast	1123	mm2

Mediante el cálculo de fuerza de diseño se calculó el área de acero requerido para refuerzo transversal el cual es de 1123 mm², con una separación de 100 m.

## PORTICO D PISO 6

Tabla CXIX.- Cálculo de Refuerzo transversal requerido  $A_{st}$  para Columna del Pórtico D, piso 6

AREA DE ACERO A CORTANTE		
L	2,85	m
Y	1,25	
Mu1	1123,77	KN m
Mu2	1123,77	KN m
Pu	7669,501	KN
Ve	2,85	KN
Vu analisis prog	1,25	KN
Ve > Vu	1123,77	
$\rho$	1123,77	
Ag f'c/20	7669,501	KN
Pu < Ag f'c/20	985,765	
Ve > 0,5 Vu	415,954	
Av	1161	mm <sup>2</sup>
Vcu	1041713	N
Vs	6582870	N
Vu= $\Phi$ (Vc+Vu)	5718437	N
Vu= $\Phi$ (Vc+Vu) > Vu analisis	OK	
Vs	6582870	N
st	100,00	mm
Ast	1161	mm <sup>2</sup>
#cercos $\phi 12$	10	un/ramas

Mediante el cálculo de fuerza de diseño se calculó el área de acero requerido para refuerzo transversal el cual es de 1161 mm<sup>2</sup>, con una separación de 100 m.

## 4.7 Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil.

Se revisa que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga.

En la figura se presenta dos valores por columna, que representan la relación: (Capacidad de Columna/Capacidad de Viga), en cada dirección principal de análisis, "X" y "Y"

### PORTICO C PISO 11B

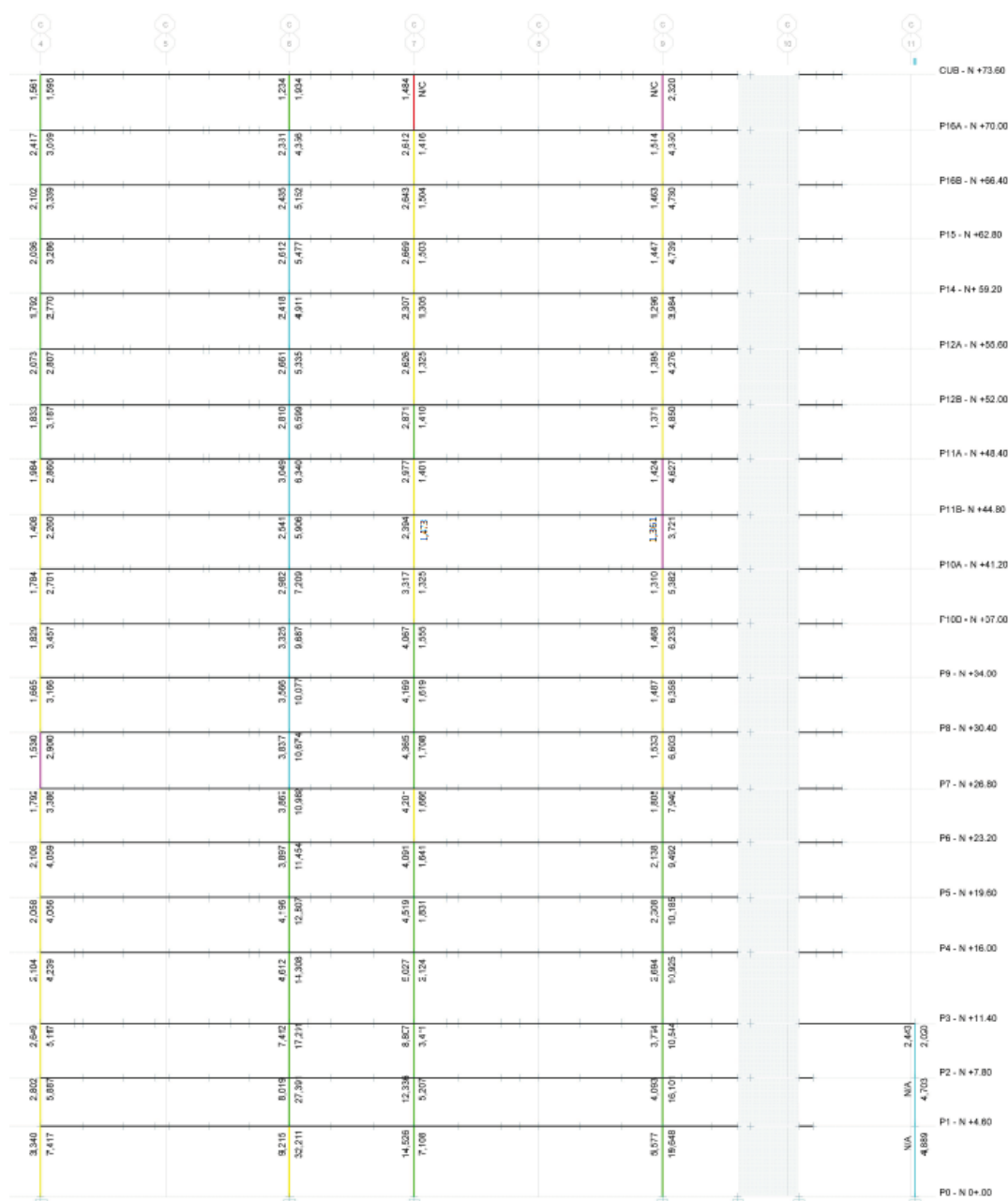


Figura 62.- Revisión de Capacidad de Columna/ Capacidad de Viga Pórtico C  
Fuente: ETABS



Para que se cumpla esta revisión, todos los valores deberían ser mayores que 1.20. Sin embargo, dos columnas de cubierta muestran un mensaje N/C. Esto indica que la relación entre: la sumatoria de la capacidad de la columna y la capacidad de las vigas es menor que 1.20 y no cumple este requerimiento.

A pesar de que esas columnas no cumplen este chequeo, se indica que las columnas del último piso normalmente son las últimas que fluyen. Razón por la cual se acepta la revisión de columna fuerte – viga débil para este pórtico.

Otra salida de resultados del análisis estructural que muestra esta revisión es la relación por capacidad (6/5) Viga/Columna.

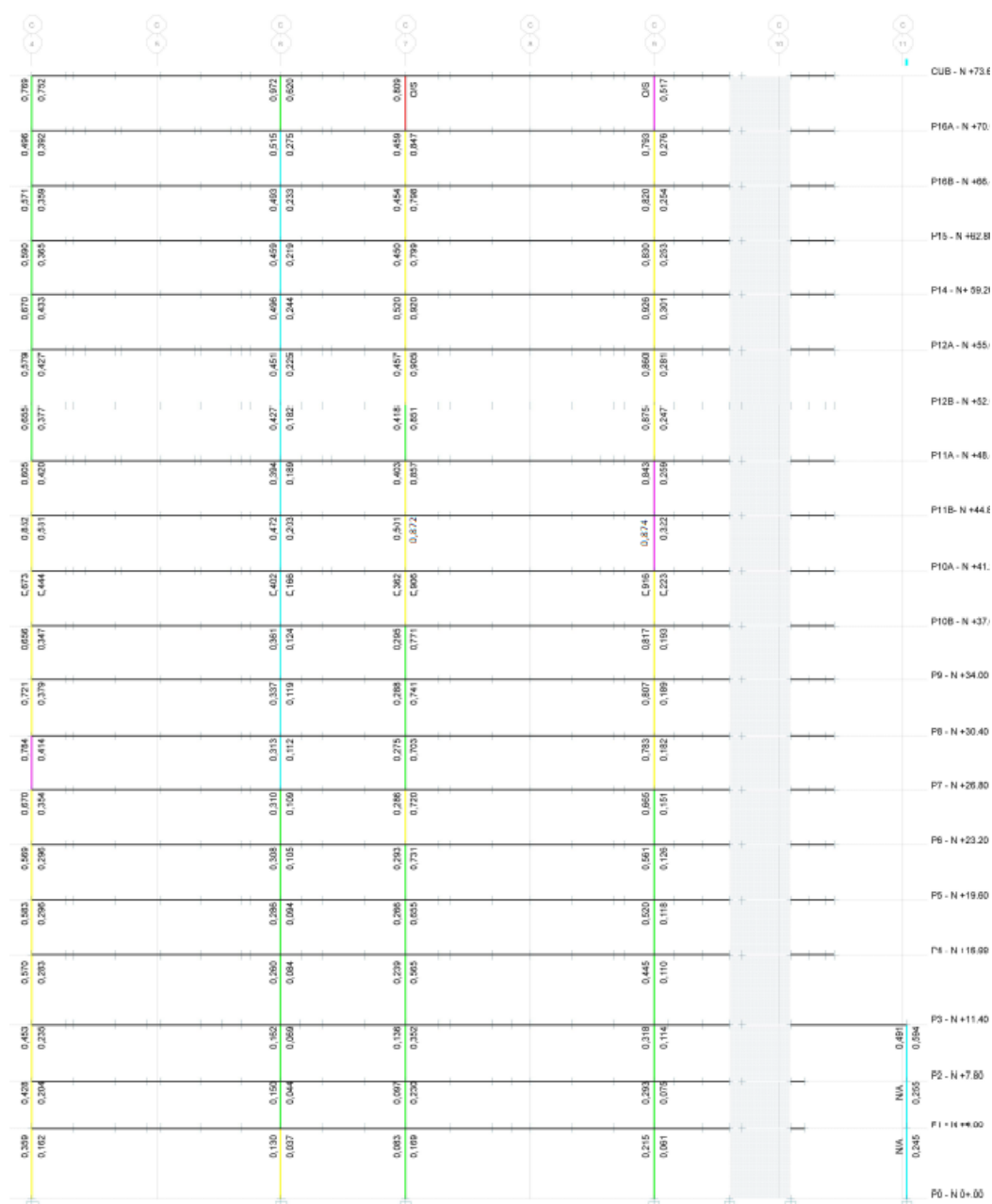


Figura 63.- Revisión de 1.2 Capacidad de Viga/ Capacidad de Columna Pórtico C  
Fuente: ETABS

En este caso el valor es aceptado cuando es menor a 1.00. Nuevamente aparece un mensaje O/S en dos columnas de cubierta. Esto indica que la relación entre: 1.2 de la sumatoria de la capacidad de la viga y la capacidad de la columna es mayor a 1.00.

### PORTICO D PISO 6

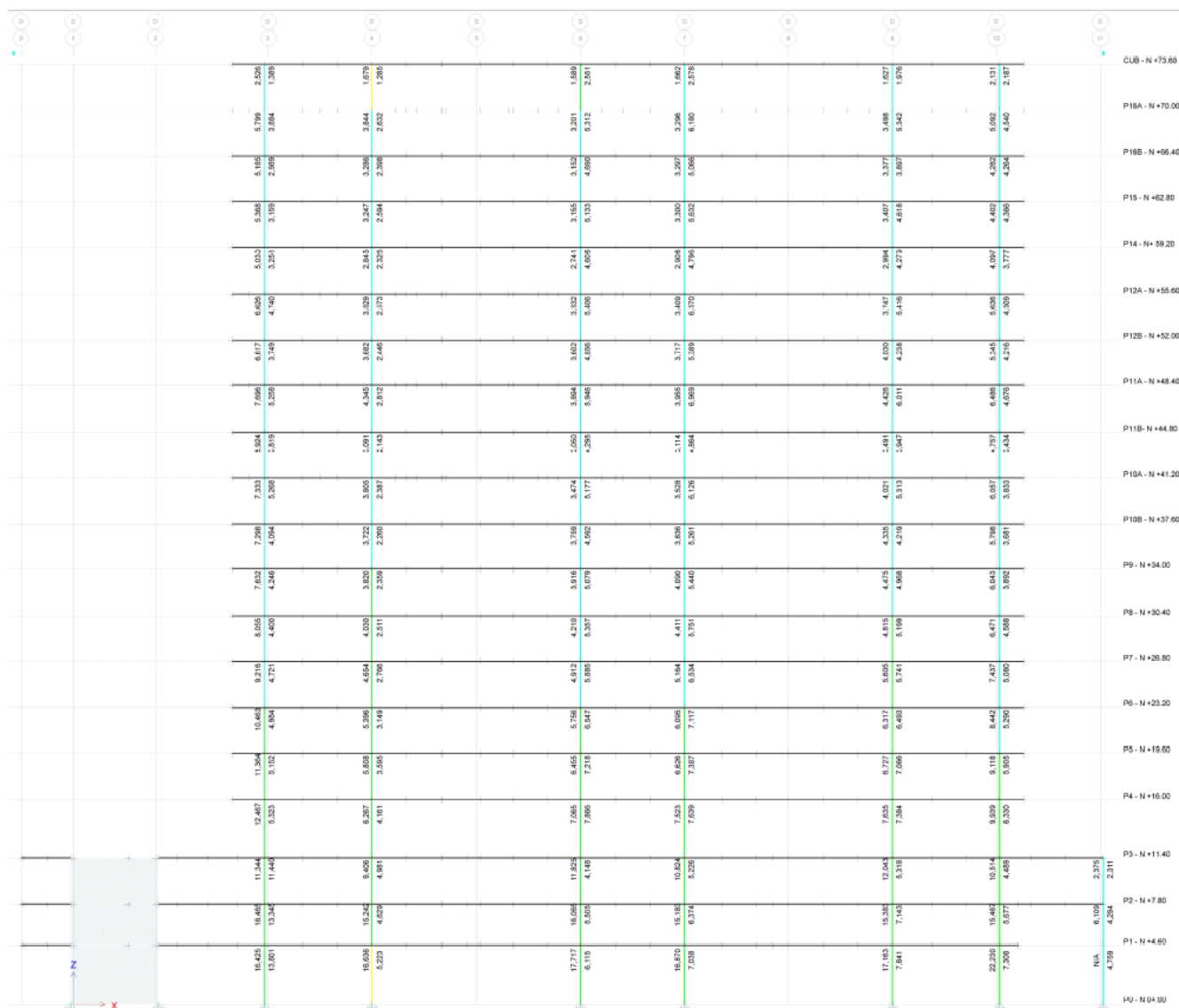


Figura 64.- Revisión de Capacidad de Columna/ Capacidad de Viga Pórtico D  
Fuente: ETABS

Para que se cumpla esta revisión, todos los valores deberían ser mayores que 1.20. Como podemos observar, para este pórtico la relación cumple para todos los pisos, teniendo un valor mayor al requerido de 1.20.

También realizamos la visión de la relación por capacidad (6/5) Viga/Columna. En este caso el valor es aceptado cuando es menor a 1.00.

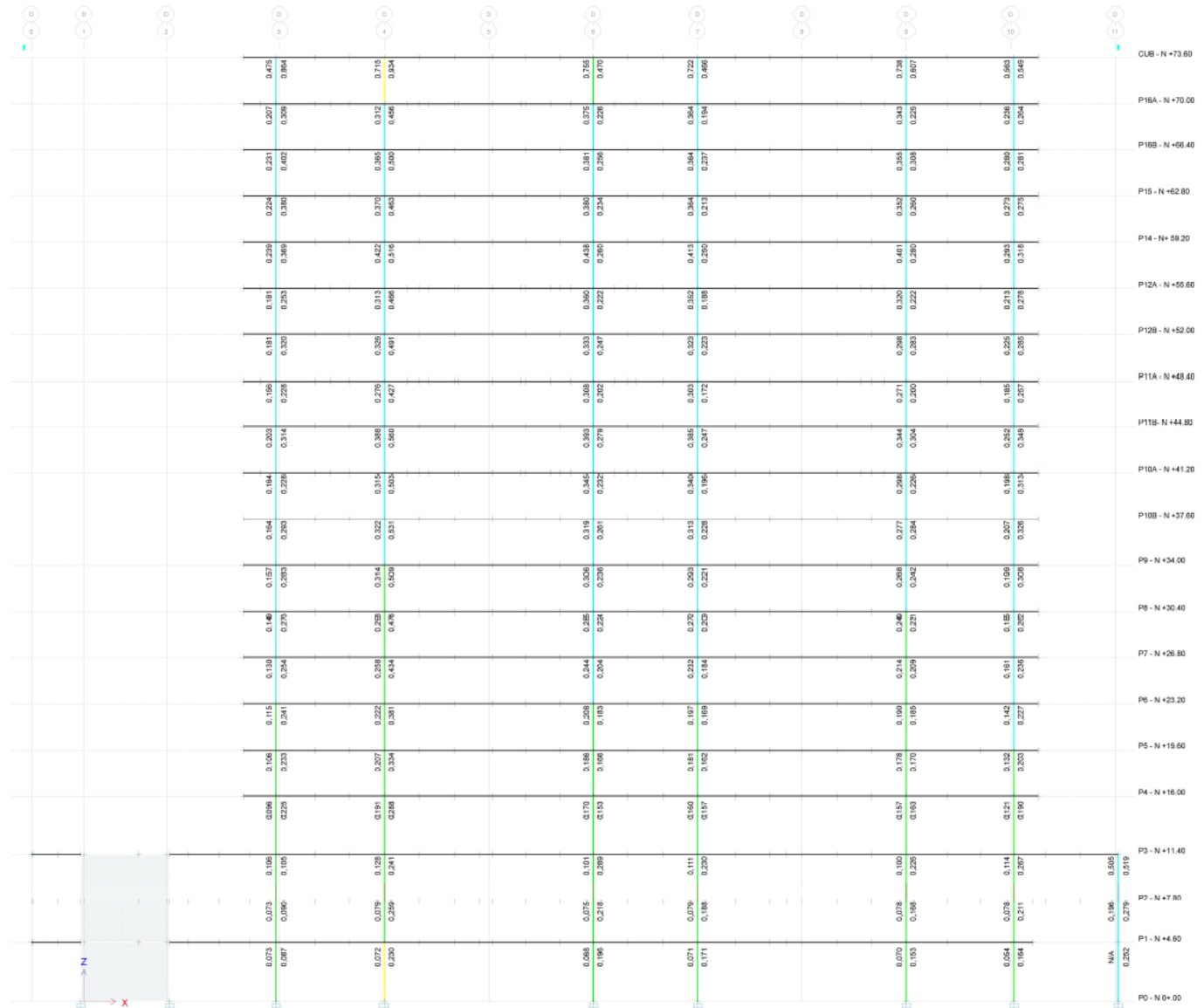


Figura 65.- Revisión de 1.2 Capacidad de Viga/ Capacidad de Columna Pórtico D  
Fuente: ETABS

En este caso el valor es aceptado cuando es menor a 1.00. Como podemos observar, todas las columnas del pórtico D cumplen con esta relación.

## 4.8 Diseño de armado de Muros de corte.

### 4.8.1 Verificación de espesor de muros de cortante.

Como se describió en el prediseño, el edificio va a contar con muros interiores en los dos sentidos es decir en sentido X y Y, los cuales corresponden a los de escalera y ascensor de 500 mm y también con interiores para los primeros tres pisos de 300 mm que corresponden al parqueadero sólo en el sentido Y del edificio.

Una vez que se tuvo la ubicación en planta de los muros, se verificaron las derivas de piso, las cuales para el sentido X y Y dieron menor a lo permitido, por lo que, realizando esa verificación se puede confirmar que la ubicación de los mismos es la correcta. Ahora con ayuda del programa ETABS comprobamos que el espesor sea el adecuado para resistir los esfuerzos ejercidos sobre el mismo.

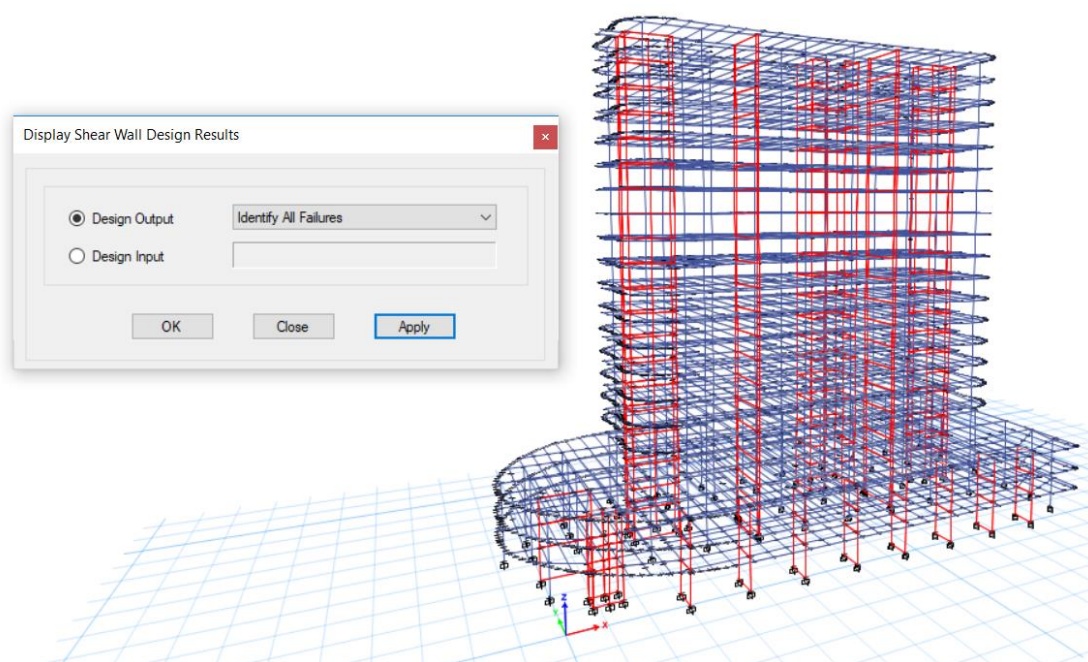


Figura 66.- Verificación de espesor Muros  
Fuente: ETABS

Como podemos observar en la figura anteriormente mostrada, al realizar el análisis de los muros no tenemos error de diseño, por lo que se puede decir que el espesor asignado a los muros es correcto.

Por lo tanto, en resumen, el espesor y la ubicación de los muros son las correctas.

#### 4.8.2 Resistencia a flexión de muros cortantes.

Para muros sujetos a grandes reversiones de momentos, debido a las fuerzas sísmicas el ACI 318S-14 en su capítulo 18.10.2.1, al igual que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM 2015) indican que las cuantías de refuerzo distribuido en el alma,  $\rho_l$  y  $\rho_t$ , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025.

Donde  $\rho_l$  es la cuantía mínima para el refuerzo vertical y que por definición es la relación entre el área de refuerzo vertical y el área de concreto perpendicular a este refuerzo y  $\rho_t$  es la cuantía mínima para el refuerzo horizontal. Además, indica que si:

$$V_u \leq 0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} \quad (4.26)$$

Las cuantías mínimas se pueden reducir a los valores requeridos en 11.6 del ACI 318S-14.

En esta ecuación,  $A_{cv}$  está en mm<sup>2</sup> y se refiere al área bruta de la sección limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada,  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón a los 28 días en MPa y  $\lambda$  es un factor de modificación cuando se utilice hormigón de peso liviano con igual resistencia a la compresión que hormigones de peso normal.

Por otro lado, ACI recomienda que el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 450 mm; mientras que la NEC indica que el espaciamiento máximo entre refuerzos debe ser 250 mm, la cual es más exigente y por lo tanto se superpone a la del ACI. Además, se deberá emplearse al menos dos capaz de refuerzo cuando se cumpla con cualquiera de las siguientes ecuaciones:

$$V_u > 0.17 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (4.27)$$

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \quad (4.28)$$

El refuerzo en muros estructurales debe desarrollarse o empalmarse para en tracción, de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) El refuerzo longitudinal debe extenderse al menos una más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, excepto en la parte superior distancia  $0.8 l_w$  del muro.

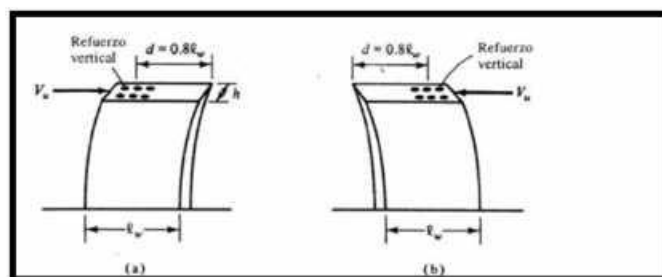


Figura 67.- Distancia de refuerzo longitudinal  
Fuente: Mc Cormac & Brown 2011

(b) En lugares donde es probable que se produzca fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores calculados para  $f_y$  en tracción.

(c) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir y con 18.2.7 y los empalmes soldados del refuerzo deben cumplir con 18.2.8.

#### 4.8.2.1 Diseño a Flexión del muro

Para el ejemplo del diseño estructural de muros a cortante tomaremos el muro de parqueadero que consta de las siguientes características:

$t_w = 300\text{mm}$   
 $h_w = 11400\text{ mm}$   
 $l_w = 3525\text{ mm}$

Además, tenemos los siguientes datos de esfuerzos:

Pier Forces										
1 de 6   Reload   Apply										
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	
P1 - N +4.60	P9	PP	Top	-1876.0246	-136.4937	1.1892	69.5485	-2.5144	697.9152	
P1 - N +4.60	P9	PP	Bottom	-1990.5153	-136.4937	1.1892	69.5485	2.9558	70.0442	
P1 - N +4.60	P9	CV	Top	-438.1163	-41.4433	0.9471	19.6875	-2.6206	202.0907	
P1 - N +4.60	P9	CV	Bottom	-438.1163	-41.4433	0.9471	19.6875	1.7362	11.4517	
P1 - N +4.60	P9	CM	Top	-304.3627	-28.7879	0.662	13.6942	-1.8278	140.3308	
P1 - N +4.60	P9	CM	Bottom	-304.3627	-28.7879	0.662	13.6942	1.2173	7.9067	

Figura 68.- Valores de Esfuerzos de PP, CM y CV  
Fuente: ETABS

Flexural Design for $P_u$ , $M_{u2}$ and $M_{u3}$								
Station Location	Required Rebar Area (m <sup>2</sup> )	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	$P_u$ kN	$M_{u2}$ kN-m	$M_{u3}$ kN-m	Pier $A_s$ m <sup>2</sup>
Top	0,005092	0,0048	0,0022	ENVOLVENTE	1717,8849	-82,9481	5362,6514	1,0575
Bottom	0,010009	0,0085	0,0022	ENVOLVENTE	1820,9265	110,1569	7947,2856	1,0575

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar m <sup>2</sup> /m	Shear Combo	$P_u$ kN	$M_u$ kN-m	$V_u$ kN	$\Phi V_c$ kN	$\Phi V_n$ kN
Top	Leg 1	0,00075	ENVOLVENTE	1717,8849	5362,6514	1077,2904	960,0365	1613,38
Bottom	Leg 1	0,00075	ENVOLVENTE	1820,9265	7947,2856	1077,2904	653,0782	1306,4218

Figura 69.- Valores de  $V_u$ ,  $P_u$  y  $M_u$   
Fuente: ETABS

NPP=1990,51 kN	Esfuerzo Axil ejercido por el peso propio
NCM=304,36 kN	Esfuerzo Axil ejercido por carga muerta
NCV=438,11 kN	Esfuerzo Axil ejercido por carga viva
$N_u=1820,92$ kN	Esfuerzo Axil último de diseño
$V_u=1077,29$ kN	Esfuerzo a Cortante último de diseño
$M_u=7947,28$ kN m	Momento último de diseño

Según ACI 318S-14 (2015) en la sección 18.10.2.2 se deben utilizar al menos dos capas de refuerzo cuando:

$$V_u > 0.17 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

Recordando que el valor de  $\alpha$  es de 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal:

$$V_u > 0,17 (300 \times 3525) \sqrt{50}$$

$$V_u > 1271,20 \text{ kN}$$

$$\frac{11.40}{3.52} = 3.24$$

La relación  $h_w/l_w$  es mayor a 2, por lo tanto,  $\alpha=0.17$  y se requiere dos cortinas de refuerzo.



### Refuerzo longitudinal y transversal requerido

Como indica la sección 18.10.2.1 las cuantías de refuerzo para muros estructurales no deben ser menor a 0.0025 y el espaciamiento no debe exceder a 450mm, entonces obtendremos el área mínima de acero multiplicando el espesor del muro por metro de muro:

$$A_{Smin} = 0.0025 \times 300 \times 1000 = 750 \text{ mm}^2$$

Asumiendo varillas de 12 mm y un espaciamiento de 300 mm

$$A_s = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\#varillas = \frac{A_{smin}}{A_s} = \frac{750}{226} = 3.318$$

$$S_{estimada} = \frac{1000\text{mm}}{3.318} = 301.38 \text{ mm}$$

#### 4.8.3 Diseño a Cortante.

El ACI indica que en los muros estructurales  $V_u$  no debe exceder:

$$V_n = A_{cv}(\alpha \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f'_y) \quad (4.29)$$

Donde  $A_{cv}$  es el área bruta de la sección transversal resistente al cortante,  $\alpha$  es un factor que representa la diferencia entre el agrietamiento esperado por efectos de flexión-cortante en muros esbeltos y cortante en el alma para muros cortos y es igual a 0.25 para la relación de aspectos  $h_w/l_w \leq 1.5$ , 0.17 para  $h_w/l_w \geq 2.0$  y varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para  $h_w/l_w$  entre 1.5 y 2.0, donde  $h_w$  y  $l_w$  son la altura y la longitud de todo el muro, respectivamente;  $\lambda$  es un factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión;  $f'_y$  es la resistencia a la fluencia del acero y  $f'_c$  la resistencia a la compresión del hormigón en MPa respectivamente.



Por último, si no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo  $\rho_t$  debe ser al menos la cuantía de refuerzo  $\rho_t$ .

#### 4.8.3.1 Diseño a Cortante del muro

La sección 18.10.4.1 indica que  $V_u$  (Valor del ETABS de acuerdo a las combinaciones de carga de diseño) no debe exceder a  $V_n$  entonces:

$$V_n = A_{cv}(\alpha \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f'_y)$$

Para el presente proyecto  $\alpha = 0.17$  según indica al ACI.

$$\phi V_n = \phi A_{cv}(\alpha \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f'_y)$$

$$\phi V_n = 0.75 (300 \times 3525) (0.17 \sqrt{50} + 0.0025 \times 420)$$

$$\phi V_n = 1786,18 \text{ KN}$$

Según ACI 318S-14 en la sección 21.2.4.1 se indica que para cualquier elemento que se diseñe para sismo  $\phi = 0.6$  cuando  $V_u \leq V_n$  como es nuestro caso

$$\phi V_n = (V_c + V_s)$$

$$V_n = (A_{cv} \alpha \lambda \sqrt{f'_c} + A_{cv} \rho_t f'_y)$$

$$V_c = (A_{cv} \alpha \lambda \sqrt{f'_c})$$

$$V_c = (300 \times 3525 \times 0.17 \sqrt{50}) = 1271,20 \text{ KN}$$

$$V_s = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right)$$

$$V_s = \left( \frac{1077,29}{0.6} - 1271,20 \right) = 524,28 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_s \times f_y' \times d}{V_s}$$

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \times 3525 = 2820 \text{ mm}$$

$$S = \frac{226 \times 420 \times 2820}{524280} = 510 \text{ mm}$$

Se utilizará una separación de 300 mm por ser cuantía mínima.

Por lo tanto, 2  $\phi$  12mm cada 300 mm.

#### 4.8.4 Elementos de borde.

Una vez establecida la sección del muro estructural, es necesario chequear la necesidad de elementos de borde. Los elementos de borde son regiones en los extremos con refuerzo concentrado y confinados de manera similar a las columnas (con estribos cerrados y ganchos) de tal manera que sean capaces de resistir las inversiones de los esfuerzos por efectos de los sismos y prevenir el pandeo en el alma del muro cerca de los extremos, debido a los altos esfuerzos de compresión que se originan en los extremos. Estos elementos de borde generalmente son más anchos que el espesor del muro; sin embargo, el ACI permite que tengan el mismo espesor que el muro.

El método que se utilizará en esta tesis es el del ACI 18.10.6.2 (a) que es el mismo que se usa también en la NEC 2013 donde se indica que los muros y machones de muro que cumplan con la condición de  $h_w/l_w \geq 2.0$  explica que las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( 1.5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (4.30)$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.005 \quad (4.31)$$

El valor de  $\delta_u/h_w$  conocida como la deriva del edificio, no debe ser menor a 0.005, o se diseñan alternativamente deben disponerse de elementos de borde si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema correspondiente a las cargas de diseño incluyendo sismo sobrepasen  $0.2 f'_c$ .

Donde se requieran elementos especiales de borde según (a), el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre  $l_w$  o  $M_u/4V_u$ .

Además, el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre  $c-0.1 l_w$  y  $c/2$ , donde  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . Tal como se puede apreciar en la siguiente figura.

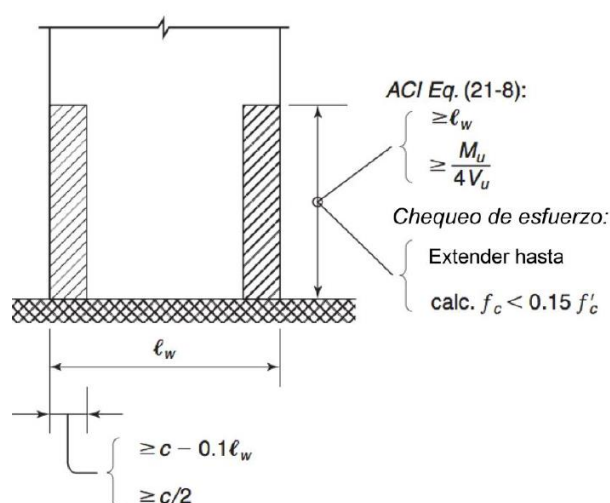


Figura 70.- Tamaño de la región de borde donde se requiere acero especial de confinamiento  
Fuente: Modificado de Wight & MacGregor (2013)

#### 4.8.4.1 Determinación si los elementos de borde son requeridos.

Según ACI 318S-14(2015) los muros que tengan la relación  $h_w/l_w > 2$  deben cumplir las siguientes normativas:

La zona de compresión debe ser reforzada con elementos especiales de borde cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( 1.5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

Para esto primero se encuentra la carga axial mayorada que actúa sobre el muro con la ecuación 9-5 del ACI en la cual se permite reducir la carga viva a la mitad al ser un edificio de ocupación normal:

$$N_u = 1.2D + 1.0E + 0.5L \quad (4.32)$$

$$N_u = 1.2(1190,51 + 304,36) + 1.0(0) + 0.5(438,11)$$

$$N_u = 2972,899 \text{ KN}$$

Con la cuantía mínima de refuerzo de 0.0025, la fuerza de tracción por flexión es:

$$T = A_s f_y' \quad (4.33)$$

$$T = (0,0025 \times 300 \times 3525)(420) = 1110,375 \text{ KN}$$

Con estos datos la profundidad del bloque de compresión del muro puede ser calculado:

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f_c' \times b} \quad (4.34)$$

$$a = \frac{1110375 + 2972899}{0,85 \times 50 \times 300} = 320,256 \text{ mm}$$

A partir de este valor, la profundidad del eje neutro es:

$$c = a \beta \quad (4.35)$$

$$c = 320,256 \times 0,70 = 224,179 \text{ mm}$$

Este valor de c debe ser comparado con el valor límite calculado con la ecuación:

$$c_{limite} = \frac{l_w}{600 \left( 1.5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{3525}{600(1.5 \times 0.005)} = 783,33 \text{ mm}$$

El valor calculado de c es menor que el límite obtenido a través, por lo tanto, no son requeridos elementos de borde a lo largo de toda la altura del edificio. Sin embargo, hay

que recordar que para regiones sísmicas se debe realizar otro chequeo, por lo que se diseña alternativamente, según el ACI deben disponerse de elementos de borde si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema correspondiente a las cargas de diseño incluyendo sismo sobrepasen  $0.2 f'_c$ .

$$0.2 f'_c = 0.2 \times 50 = 10 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = \frac{N_u}{A} \pm \frac{M_u y}{I} \quad (4.36)$$

Donde A e I son el área y la inercia gruesa de la sección de hormigón,  $N_u$  la carga axial mayorada última de diseño y  $M_u$  el momento mayorado último de diseño en la base del muro. La diferencia entre esta ecuación y la de c límite es que esta representa un chequeo del esfuerzo máximo a compresión calculado con las fuerzas mayoradas usando un modelo elástico y las propiedades de la sección bruta, mientras que la otra se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está denominada por la flexión en una sección crítica de fluencia.

Si el esfuerzo máximo de compresión calculado en la fibra extrema excede el 20% de  $f'_c$  en cualquier punto, ACI 21.9.6.3 requiere elementos de borde confinados (cabezales) a lo alto de la porción de muro hasta que el esfuerzo en la fibra extrema sea menor que el 15% de  $f'_c$ . Entonces:

$$A = 300 \times 3525 = 1057500 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} t_w l_w^3 \quad (4.37)$$

$$I = \frac{1}{12} t_w l_w^3 = \frac{300 \times 3525^3}{12} = 1,095 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$y = \frac{l_w}{2} \quad (4.38)$$

$$y = \frac{l_w}{2} = \frac{3525}{2} = 1762,5 \text{ mm}$$

Con estos valores, el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema de la base del muro es:

$$f'_c = \frac{1820,92 \times 10^3}{1057500} \pm \frac{7947,28 \times 10^6 \times 1762,5}{1,095 \times 10^{12}} = 14,51 \text{ Mpa}$$

$$14,51 \text{ Mpa} > 10 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto, necesita elementos de borde.

Las dimensiones requeridas para los cabezales, del muro será el mayor de:

$$c - 0,11 L_w \quad (4.39)$$

$$c - 0,11 L_w = 224,179 - 0,1 \times 3525 = -128,32 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{2} \quad (4.40)$$

$$\frac{c}{2} = \frac{224,179}{2} = 112,09 \text{ mm (rige)}$$

### Requerimientos de refuerzo transversal para bordes de confinamiento.

Como una de las dimensiones requeridas para los cabezales es de 112mm, tomaremos la dimensión recomendada de 300mm.

Por lo tanto, las dimensiones del elemento de borde de 300 x 300 mm.

Según ACI 318S-14 (2015) en la sección 18.7.5.2 de refuerzo transversal  $h_x < 350 \text{ mm}$  y cuando  $f'_c > 70 \text{ Mpa}$  en columnas  $h_x < 200 \text{ mm}$ .

Donde:

$h_x$                    espaciamiento de las barras longitudinales  
So                    máximo espaciamento permisible en estribos rectangulares.

Según ACI sección 18.7. 5.3 la separación del refuerzo no debe exceder:

- a) La cuarta parte (0.25) de la dimensión menor de la columna
- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- c) So no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (4.41)$$

Asumiendo  $h_x = 200 \text{ mm}$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - 200}{3} \right) = 150 \text{ mm}$$

Tabla CXX.- Refuerzo transversal para elementos especiales de borde

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/sb_c$ para estribos cerrados de confinamiento	Mayor de	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

Fuente: ACI 318S-14, 2015, Tabla 18.1.6.4

Se proponen varillas de 14 varillas de 14 mm para refuerzo longitudinal

$$A_g = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

Para los estribos de los elementos de borde se proponen 4 estribos de 10 mm de diámetro, los cuales según su distribución tendrían 5 ramas.

Por lo tanto, tendríamos un área de acero a cortante de:

$$A_{\phi 10} = 79 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = A_{\phi 10} \times N \quad (4.42)$$

Siendo N el número de ramas

$$A_{sh} = 79 \times 5 = 395 \text{ mm}^2$$

#### Fórmula (a)

$$A_{sh1} = 0.3 S x h_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y} \quad (4.43)$$

Donde:

Ach                      Área confinada

$$A_{ch} = [300 - (2 \times 30)]^2 = [240]^2 = 57600 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 (150)(240) \left( \frac{90000}{57600} - 1 \right) \frac{50}{420}$$

$$A_{sh1} = 723,21 \text{ mm}^2$$

#### Fórmula (b)

$$A_{sh2} = 0.09 S x h_c \frac{f'_c}{f'_y} \quad (4.44)$$

$$A_{sh2} = 0.09 (150)(240) \frac{50}{420}$$

$$A_{sh2} = 385,71 \text{ mm}^2$$

Según ACI 318S-14(2015) se debe elegir el mayor entre (a) y (b), por lo que se elige:



$$A_{sh1} = 723,21 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, utilizando varillas de 14 mm de diámetro, tenemos:

$$A_{\phi 14} = 154 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = A_{\phi 14} \times N$$

$$A_{sh} = 154 \times 5 = 770 \text{ mm}^2$$

$$770 \text{ mm}^2 > 723,21 \text{ mm}^2$$

Con los resultados observados, se concluye que para este muro se colocarán cabezales a lo largo de toda la altura del muro.

Para éste y todos los muros que se van a analizar, claramente las dimensiones de los cabezales serán diferentes a las calculadas con el mismo procedimiento aquí mostrado.

# CAPÍTULO 5

## 5 Descripción y Análisis del proceso de Pushover.

Se describirá con detalle el procedimiento de análisis de pushover mediante el programa de análisis estructural ETABS 2016.

Lo primero que se debe tener en cuenta es que el análisis de pushover es un análisis de capacidad de la estructura, por ende, para poder empezar este análisis ya se debe tener un diseño completo de toda la edificación. Esto ya se hizo previamente por medio del método de análisis modal espectral.

El análisis se puede hacer tanto en 2D como en 3D teniendo limitaciones de regularidad para poder hacer este análisis en 2D, pero para el proyecto se decide hacer el modelo tridimensional esperando resultados más reales.

Una vez que se ha ingresado al programa el diseño de los elementos estructurales, se procederá con los siguientes pasos:

### 5.1.1 Ingreso de cargas no lineales.

Se deben definir dos casos de carga para el análisis no lineal de la edificación primero es una carga no lineal donde se incluye el 100% de las cargas muertas y el 25% de la sobrecarga. esta carga se debe definir con una carga estática No lineal, empezando en condición cero, sin necesidad de tener en cuenta los efectos de segundo orden ya que son solo cargas gravitacionales.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	0.25

Figura 71.- Definición de la carga gravitatoria no lineal  
Fuente: ETABS

En los otros parámetros que se encuentran ahí se debe configurar de la siguiente manera:

- Load Application, se debe definir como full load ya que solo se quiere obtener el resultado final después de aplicar esta carga, que es la carga cotidiana de la edificación cuando se presente el sismo.
- Results Saved, se refiere al registro de datos que se quieren guardar durante el proceso de cálculo y para este caso de carga se define que solo se quiere obtener el resultado final.
- Nonlinear parameters, se dejan todos los valores que vienen por defecto.

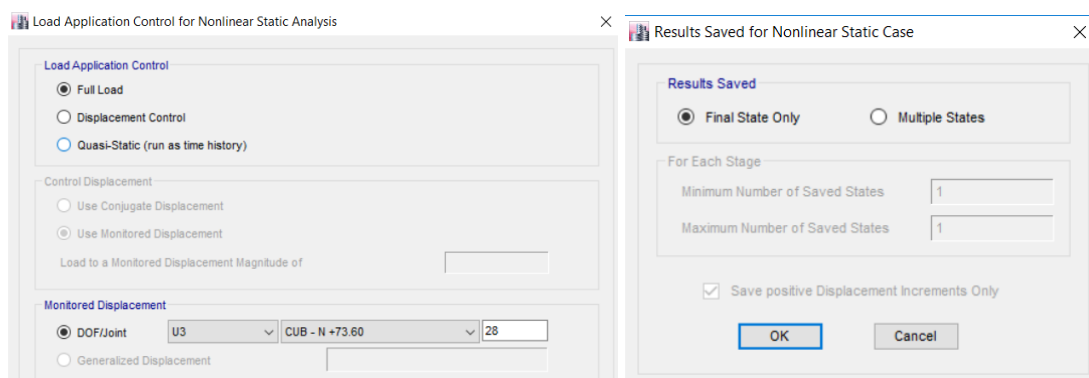


Figura 72.- Parámetros adicionales de la carga gravitatoria no lineal  
Fuente: ETABS

Luego se definen las cargas de PUSH-OVER un caso de carga para cada dirección. Estas cargas también se definen como cargas no lineales, en las condiciones iniciales se define que debe empezar el análisis de estas posterior al cálculo de la carga gravitatoria no lineal definida previamente.

Se define que la carga se debe aplicar como tipo “aceleración” en la dirección que se esté analizando y con una magnitud de aceleración coherente.

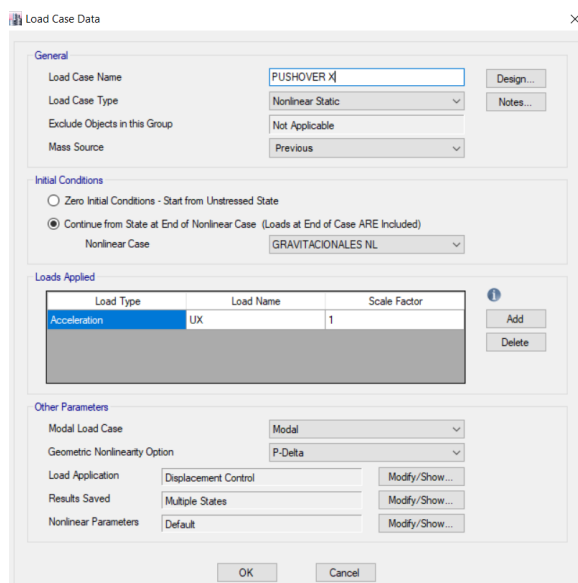


Figura 73.- Definición de la carga lateral PUSH-OVER

Fuente: ETABS

Para los otros parámetros se deben definir como:

- Load application, se debe definir el desplazamiento como parámetro de control definiendo un valor máximo de desplazamiento (este valor por lo general es mayor a la distorsión máxima permitida por normativa) este valor se ira variando cada iteración hasta que converja. Se requiere especificar un nudo de la cubierta para que registre y controle el desplazamiento en este punto, como se definió un diafragma rígido da igual que nudo se escoja de la cubierta.
- Results Saved, acá se debe definir que se quiere guardar varios pasos de análisis y definir un mínimo y máximo de pasos del diseño.
- Nonlinear parameters, se dejan los valores por defecto del programa.

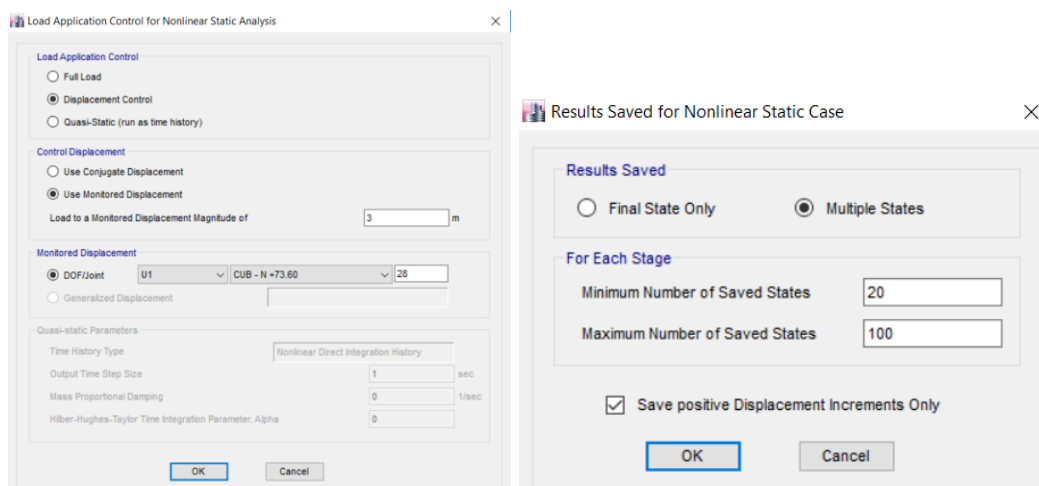


Figura 74.- Parámetros adicionales de la carga lateral no lineal

Fuente: ETABS

### 5.1.2 Definir Rótulas plásticas.

Para la definición de rotulas ETABS permite dos maneras para incluirlas en el programa, manualmente y automáticamente.

#### Ingreso manual de la rótula plástica

Para definirla manualmente se debe incluir cada uno de los valores de la curva Esfuerzo vs giro o deformación por medio del menú “Define -> Sections properties -> Frame/Wall Nonlinear Hinges”. Para esto lo primero que se define es si el material es acero, hormigón o definido por el usuario.

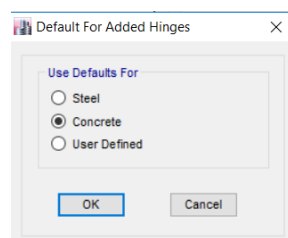


Figura 75.- Definición del material de rótula  
Fuente: ETABS

Posterior a esto se requiere definir el tipo de rótula control por fuerza (rótula frágil) o control por deformación (rótula dúctil). Y definir el esfuerzo dominante de diseño. En casos generales de vigas flexión en el eje principal (Momento M3), y para los pilares según si es un modelo en 2D será interacción entre la carga axial y el momento en la dirección de diseño (interacting PM2 o P-M3) o en modelos 3D la interacción entre la carga axial y los dos momentos en cada dirección (interacting P-M2-M3) o en el esfuerzo principal de diseño del elemento que se quiera analizar. como se muestra en la Figura adjunta.

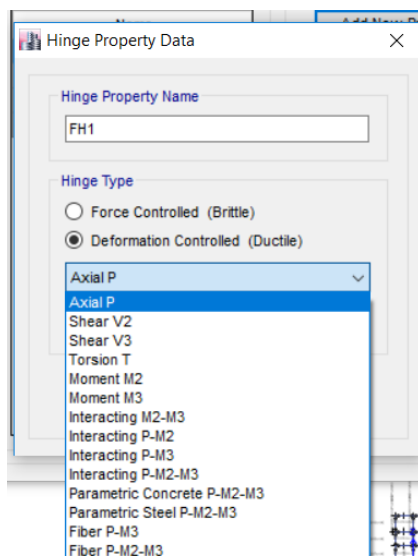


Figura 76.- Selección tipo de rótula y Esfuerzos de diseño  
Fuente: ETABS

Posterior a esto dependiendo del tipo de esfuerzo que se escoja para la rótula el programa requerirá que se ingresen diferentes datos para completar la información entre estos los más importantes serán los valores de la curva esfuerzo vs rotación, los límites de los niveles de desempeño para las vigas y para los pilares adicional a esto se debe especificar la simetría del elemento para dar valores por cada uno de los ejes principales del elemento, y se debe definir la curva de interacción del pilar donde se relaciona la capacidad del pilar en relación de la carga axil y momentos.

Muchas de estas características igualmente se pueden configurar de manera automática especificando que asuma los criterios de determinada normativa.

### Ingreso automático de rotula plástica

Para definir las automáticas se deben seleccionar los elementos a los que se le desea asignar y por medio del menú “Assign -> Frame -> Hinges...” se debe especificar como auto y decir en qué zona del elemento ubicarlas las rotulas (dimensión en distancias relativas) en este caso se definen en el 10 y el 90% del elemento.

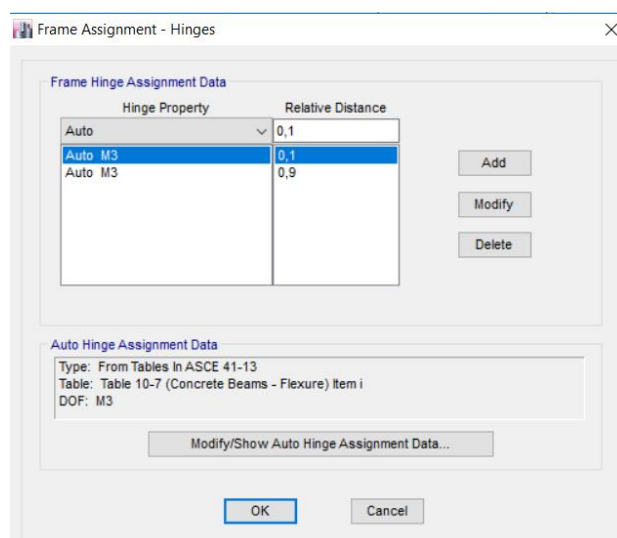


Figura 77.- Ubicación de Rotula plástica automática  
Fuente: ETABS

Se selecciona “Add hinge” y aparece un menú donde se debe escoger que se base en las tablas de ASCE 41-13 con esto salen las 5 posibles tablas que se pueden elegir que están divididas en:

- Tabla 10-7 (vigas de hormigón – flexión)
- Tabla 10-8 (pilares de hormigón)
- Tabla 9-6 (vigas de hormigón – flexión)
- Tabla 9-6 (pilares de acero – flexión)
- Tabla 9-7 (tirantes en acero – axil)

En el caso del proyecto se seleccionan las dos primeras tablas tanto para vigas como para pilares de hormigón y se define los criterios especificados a continuación en las siguientes figuras.

## VIGAS

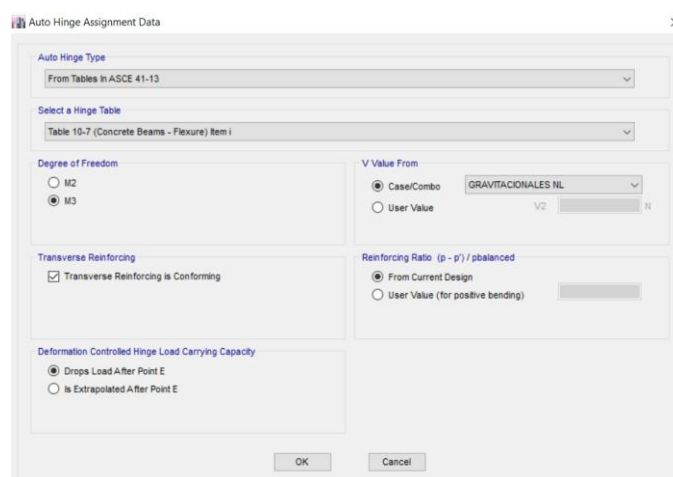


Figura 78.- Características de rótula plástica automática para Vigas  
Fuente: ETABS

Donde se define el grado de libertad el cual se va analizar (M3), la opción de “Transverse reinforcing is conforming” se refiere al refuerzo transversal donde se ubica la rótula esta correctamente confinada según criterios de la respectiva norma.

En este caso las vigas se modelaron rótulas esperando una fluencia del acero longitudinal antes que se presente una falla por corte (el diseño conforme al ACI 318S-14 nos asegura este comportamiento en edificios nuevos, de tenerse edificios existentes se debe de estudiar el tipo de falla que puede presentarse y seleccionar los parámetros de modelamiento adecuados).

En la opción de “Deformation Controlled hinge load Carrying Capacity” el programa permite decidir si se quiere tener la capacidad residual en cuenta o asumir que después de la falla no tiene ninguna capacidad de resistir algún esfuerzo.

Por último, requiere las combinaciones de carga para definir el valor del cortante y la relación de la cuantía real y la cuantía balanceada del elemento valores de entrada en la tabla de la ASCE41 – 13 para definir todos los datos de la curva esfuerzo vs deformación o giro.

## COLUMNAS

Figura 79.- Características de rotula plástica automática para Columnas  
Fuente: ETABS

Con respecto a los pilares a las columnas adicional a lo ya definido en las vigas se debe definir la condición de falla del elemento, que puede ser por flexión, cortante, flexión y cortante o en desarrollo.

Con esto se obtienen rotulas plásticas para cada uno de los elementos que se pueden revisar y editar en llegado caso de que se quieran cambiar las condiciones de esta o no se esté de acuerdo con lo definido por el programa. Las rotulas que se obtienen son las mostradas en las siguientes figuras.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,025
D-	-0,2	-0,015
C-	-1,1	-0,015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1,1	0,015
D	0,2	0,015
E	0,2	0,025

Figura 80.- Rótula tipo para Vigas definida por el programa  
Fuente: ETABS



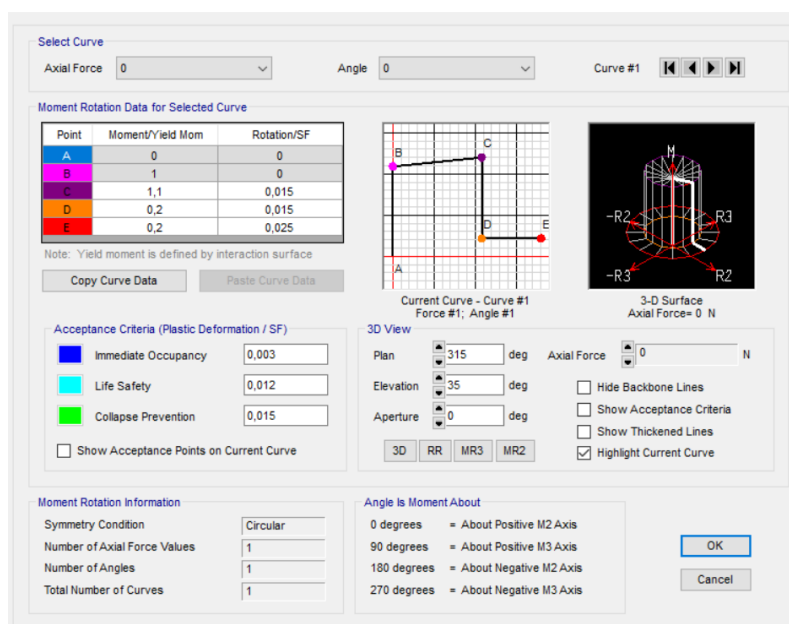


Figura 81.- Rótula tipo para Columnas definida por el programa  
Fuente: ETABS

## MUROS

Para encontrar la no linealidad de la placa, se utilizará No linealidad en Layer. Para esto se utilizará un concreto con resistencia a la compresión  $f'_c=50$  Mpa sin confinar y el mismo en estudio  $f'_c=50$  Mpa confinado. Como esto no se puede representar en el modelo, se dará un nivel de confinamiento a los extremos de los muros (cabezales).

Una vez teniendo en cuenta esto, procedemos a crear dos tipos de muros para la aplicación de Layer como se mostrará a continuación con las cuantías requeridas mencionadas, para luego asignarlas al modelo. Se estimará 3% de cuantía para la zona confinada y 0.4% para la zona no confinada.

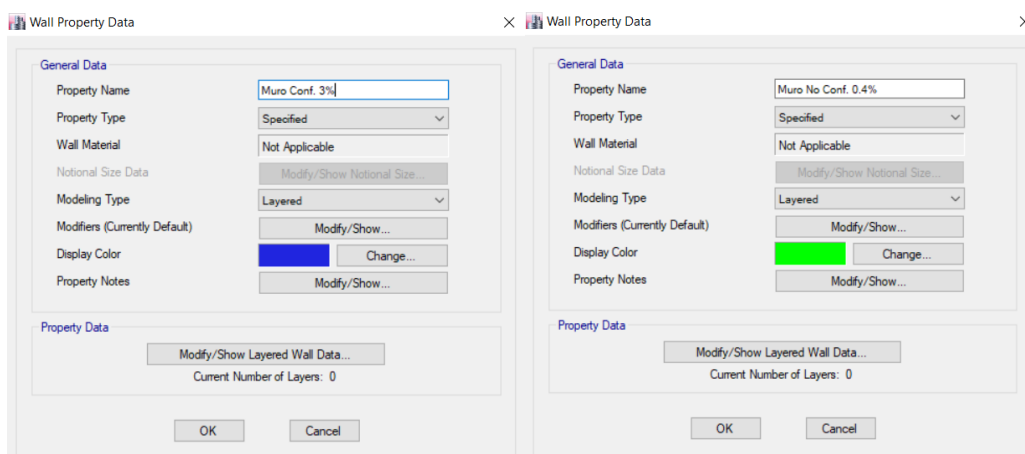


Figura 82.- Creación de Muros Confinado (3%) y sin Confinar (0.4%)  
Fuente: ETABS

Donde para los muros de 500mm de espesor en su zona de confinamiento tendremos, varillas de 25mm espaciadas cada 7cm en su dirección 2, además tomaremos la no

linealidad en el eje 2 para efectos de tracción y compresión (S22 Nonlinear), tal como se muestra en la figura a continuación:

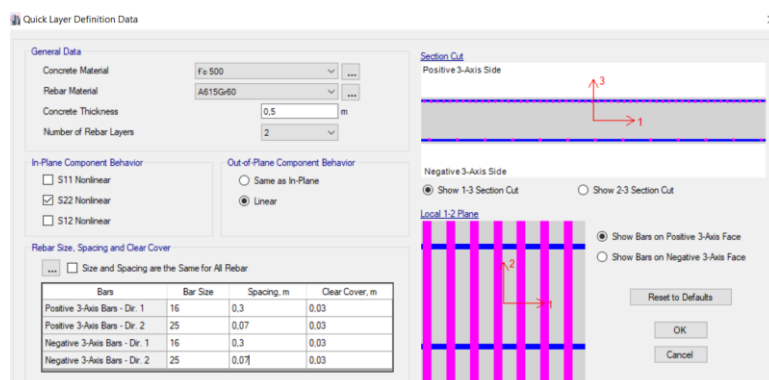


Figura 83.- Detalle de espesor y armado de muro  
Fuente: ETABS

Luego de haber definido el espesor del muro y su armado, el programa coloca componentes a fuerzas (Membrane) y componentes a flexión (Plate). Además, si el muro está fisurado y no se tomará el ancho específico del muro para la flexión, se reducirá la sección 25%, para no considerar la sección completa a la flexocompresión. Por ende, si el espesor de la sección bruta del muro es 500mm, el espesor con la sección fisurada será de 375mm.

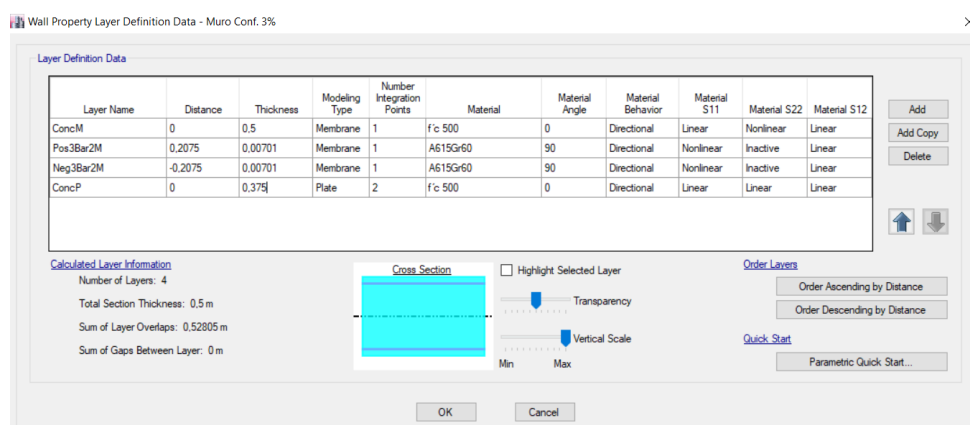


Figura 84.- Propiedades de Muro Confinado  
Fuente: ETABS

La sección creada de muro confinado, será colocado en los cabezales hasta el tercer piso, que es donde se estima la altura crítica la cual es la zona potencial de generación de la rótula plástica.

Una vez que se ha definido el pushover y las rótulas en cada uno de los elementos estructurales, se procede a realizar el análisis del modelo para obtener la curva de capacidad de la estructura.

### 5.1.3 Presentación de Resultados.

En el presente subcapítulo se presentarán y analizarán los resultados obtenidos del análisis no lineal realizado a la estructura.

De los resultados del análisis estático no lineal realizado a la estructura, hasta donde pudo analizar el programa, se obtuvo que se formaron ciertas rótulas plásticas en elementos estructurales que conforman la edificación. Como se podrá observar en la siguiente tabla, se contaba con 2376 posibles formaciones de rótulas, sin embargo, sólo se alcanzó a formar 1 rótula en toda la estructura, además, se muestra en el nivel de desempeño en la que se encuentra la rótula. Donde las rótulas formadas en el nivel de Ocupación Inmediata (A-IO), es decir que el elemento estructural está en el rango de fisuración, los diferentes niveles son los de Seguridad de vida (IO-LS), Prevención de Colapso (LS-SP) y Próximas al Colapso (>CP). Además, estas rótulas son identificadas con colores, los cuales son los siguientes: verde para (A-IO), celestes para (IO-LS), magenta para (LS-CP), y rojo para (CP), como se podrán observar en las figuras 85 y 86.

A continuación, se mostrarán los resultados de las rótulas formadas en la estructura.

Tabla CXXI.-Número de pasos y rótulas formadas en la estructura

Paso	Displ (m)	Cortante (KN)	A-N	B-B	C-D	D-E	>E	NIVELES DE DESEMPEÑO				Total
								Ocupacion Inmediata	Seguridad de vida	Prevencion de Colapso	Colapso	
								A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0,000	0,000	2375	1	0	0	0	2376	0	0	0	2376
1	0,055	9799,291	2375	1	0	0	0	2376	0	0	0	2376
2	0,162	27096,472	2335	41	0	0	0	2376	0	0	0	2376
3	0,166	27451,200	2323	53	0	0	0	2376	0	0	0	2376
4	0,168	27399,755	2316	60	0	0	0	2376	0	0	0	2376
5	0,185	28943,695	2225	151	0	0	0	2376	0	0	0	2376
6	0,209	30604,187	2059	317	0	0	0	2376	0	0	0	2376
7	0,211	30569,950	2050	326	0	0	0	2376	0	0	0	2376
8	0,212	30708,018	2049	327	0	0	0	2376	0	0	0	2376
9	0,212	30709,121	2049	327	0	0	0	2376	0	0	0	2376
10	0,215	30786,956	2033	343	0	0	0	2376	0	0	0	2376
11	0,215	28950,414	2015	361	0	0	0	2376	0	0	0	2376
12	0,217	29096,061	2006	370	0	0	0	2376	0	0	0	2376
13	0,219	29197,066	1997	379	0	0	0	2376	0	0	0	2376
14	0,221	29256,550	1985	391	0	0	0	2376	0	0	0	2376
15	0,224	29391,099	1970	406	0	0	0	2376	0	0	0	2376
16	0,224	29383,382	1970	405	0	0	1	2375	0	0	1	2376
17	0,236	30034,342	1909	466	0	0	1	2375	0	0	1	2376
18	0,244	30240,336	1862	513	0	0	1	2375	0	0	1	2376
19	0,260	30843,089	1806	569	0	0	1	2375	0	0	1	2376
20	0,260	30849,039	1805	570	0	0	1	2375	0	0	1	2376
21	0,260	30846,695	1805	570	0	0	1	2375	0	0	1	2376
22	0,274	31311,805	1761	614	0	0	1	2375	0	0	1	2376
23	0,274	31317,101	1760	615	0	0	1	2375	0	0	1	2376
24	0,274	31308,549	1759	616	0	0	1	2375	0	0	1	2376
25	0,274	31318,237	1758	617	0	0	1	2375	0	0	1	2376
26	0,274	31309,734	1758	617	0	0	1	2375	0	0	1	2376
27	0,289	31774,074	1720	655	0	0	1	2375	0	0	1	2376
28	0,289	31777,800	1719	656	0	0	1	2375	0	0	1	2376
29	0,294	31912,116	1711	664	0	0	1	2375	0	0	1	2376
30	0,309	32200,098	1679	696	0	0	1	2375	0	0	1	2376
31	0,309	32200,098	1679	696	0	0	1	2375	0	0	1	2376

Fuente: ETABS

A continuación, se mostrarán las rótulas formadas en la estructura, se las podrá observar tanto en planta como en elevación.

La figura 85 muestra la formación de rótulas en la tercera planta, se observan que la mayoría están dentro del nivel de Ocupación inmediata, sin embargo, ocurre la formación de una rótula que se encuentra en el nivel de Próxima al colapso (rótula color rojo). De ahí tal como indica la tabla en la figura 86 se aprecia la formación de rótulas que se encuentran dentro del nivel (A-IO) identificadas con el color verde.

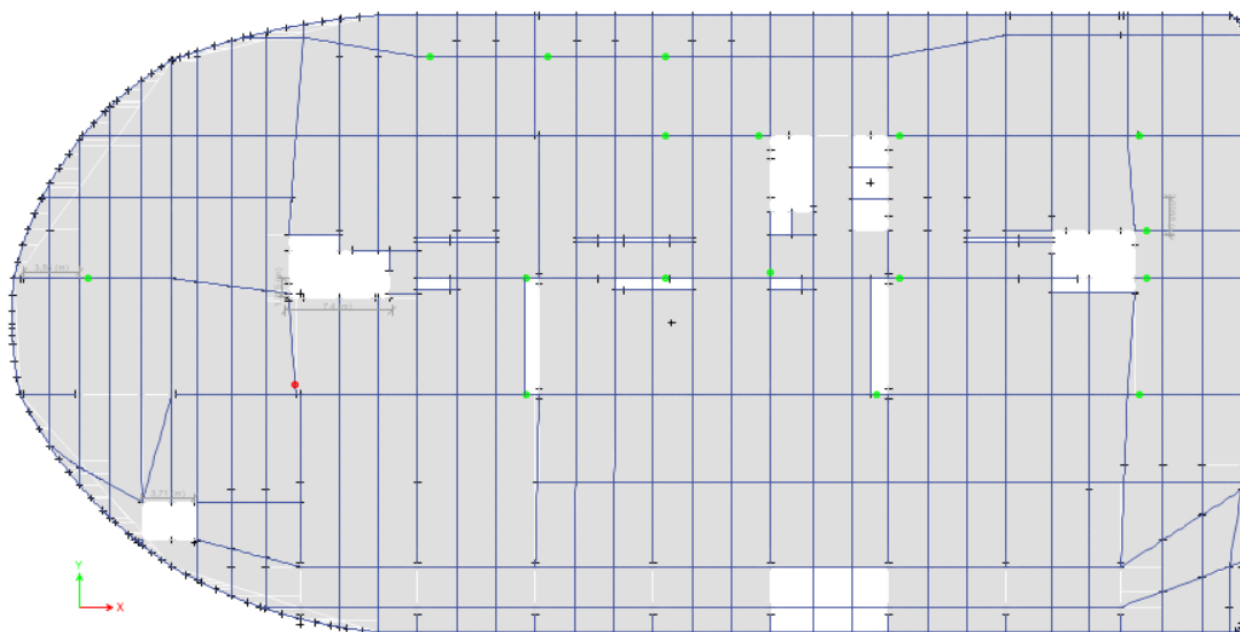


Figura 85.- Formación de Rótula de colapso en viga de Planta 3  
Fuente: ETABS

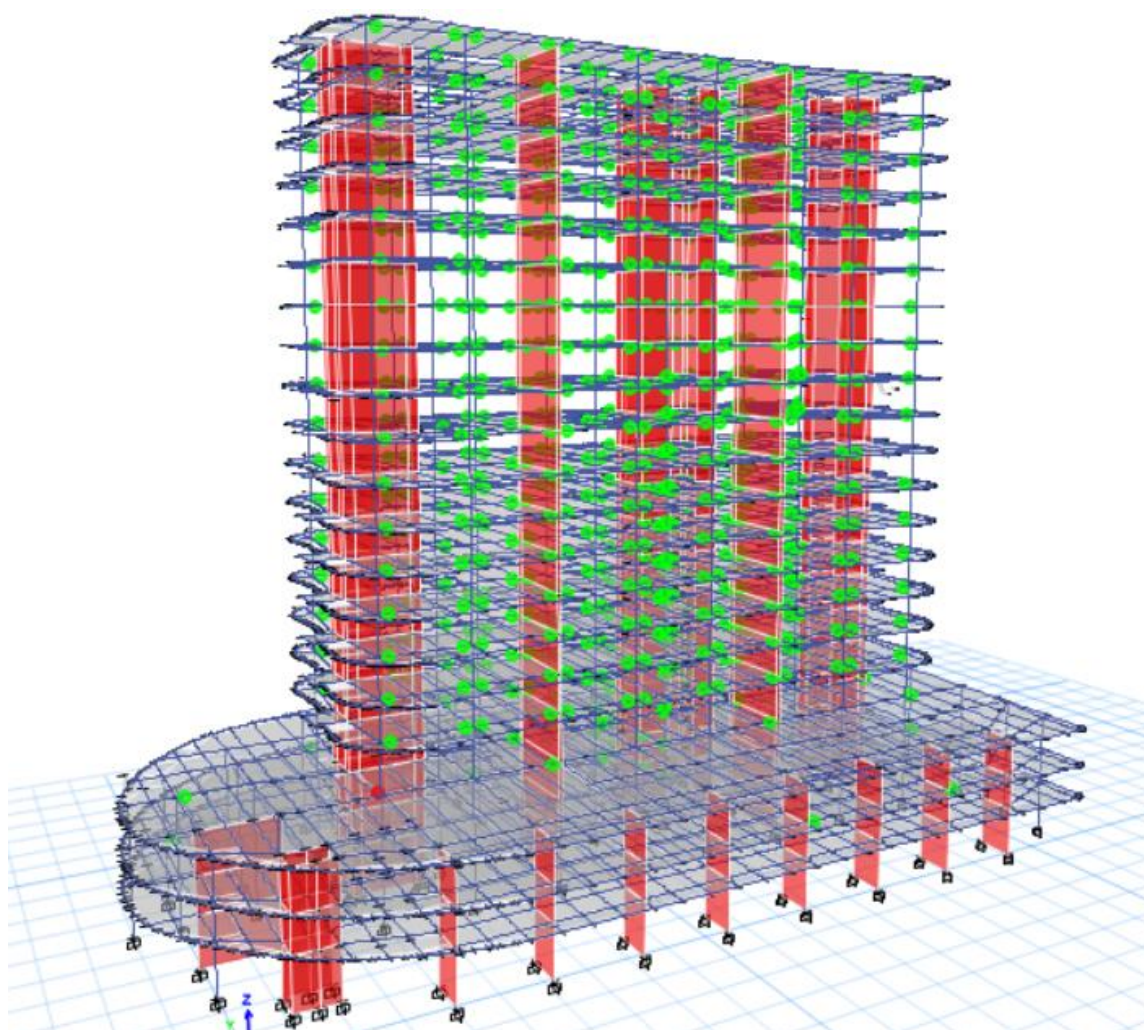


Figura 86.- Formación de Rótulas en la estructura

Fuente: ETABS

## Curva de Capacidad

Para el análisis estático no lineal, se presenta la curva de capacidad o curva pushover. En esta gráfica se muestra el desplazamiento del nodo de control versus el cortante basal que produce ese desplazamiento, en este punto es donde se estima la resistencia y ductilidad de la edificación. Para determinar el punto de desempeño por los métodos propuestos, se presenta la curva de capacidad de la edificación con respecto al espectro de la ciudad de Guayaquil.

Además, en la gráfica se presentarán los umbrales de daño obtenidos a través del análisis estático no lineal para la estructura analizada

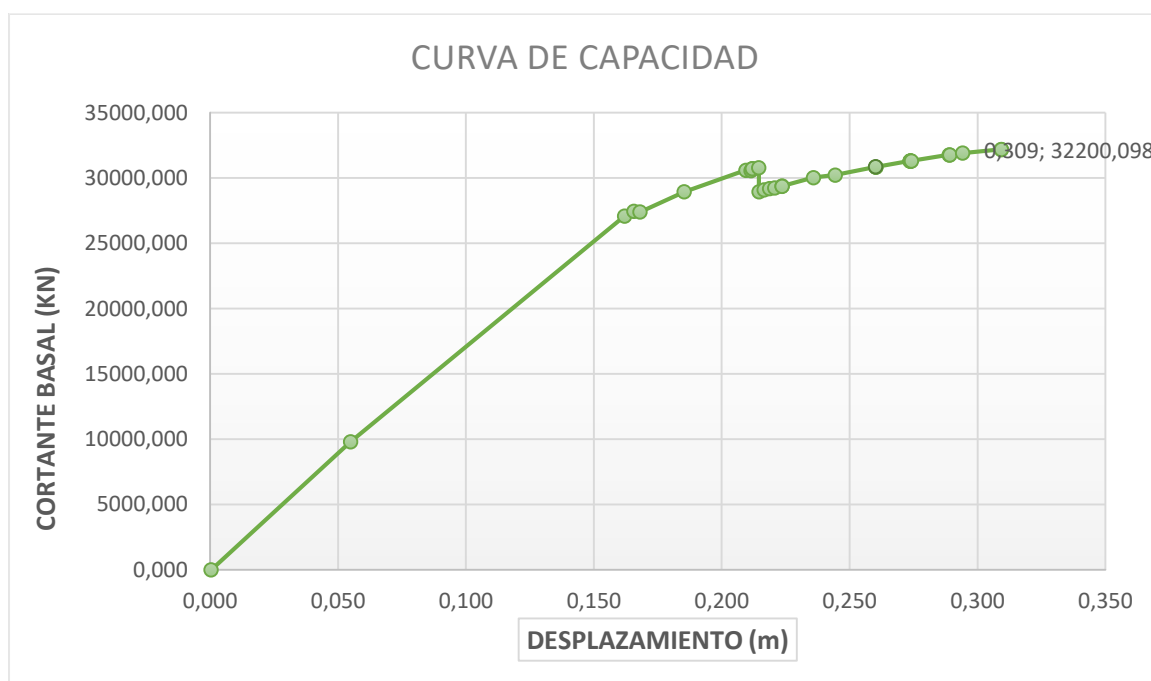


Figura 87.- Curva de Capacidad de la estructura  
Fuente: ETABS

La figura 87 nos muestra la capacidad de la edificación ante un movimiento sísmico, el cual es representado por un patrón de distribución de cargas laterales con la forma del primer modo de vibración (NEC-SE-DS), con el propósito que simule los efectos producidos por un movimiento sísmico real.

Además, en la gráfica podemos identificar el área bajo la curva que representa la cantidad de energía que la edificación es capaz de disipar durante un evento sísmico. La gráfica de curva de capacidad (Cortante basal vs desplazamiento) puede ser analizada en diferentes etapas, como podemos observar, primero se tiene un crecimiento lineal perteneciente a la sección elástica donde no se produce degradación de la rigidez de la estructura, luego de esto donde se produce la primer rótula, se puede observar que la gráfica comienza a cambiar su pendiente en diferentes puntos, lo que quiere decir que la estructura entró en el rango no lineal donde se tiene degradación de rigidez y se puede observar que el desplazamiento aumentó significativamente y a diferencia del cortante que solo tuvo un pequeño incremento hasta alcanzar su máximo valor.



Finalmente, una vez alcanzado el cortante máximo, la edificación sufrió una significativa pérdida de rigidez, lo que quiere decir que la estructura pierde resistencia hasta alcanzar el valor de resistencia remanente, siendo incapaz de disipar más energía.

Para la gráfica de curva de capacidad se destacan los parámetros de mayor importancia que la definen y que permiten entender el comportamiento estructural de la edificación. Los parámetros que se presentan son: desplazamiento de cedencia ( $D_y$ ), desplazamiento último ( $D_u$ ), ductilidad de desplazamiento global ( $\mu_d$ ), Rigidez ( $K$ ). etc.

Además, la curva de capacidad anteriormente mostrada, describe gráficamente la relación entre la resistencia de carga lateral de la estructura y el desplazamiento que experimenta. Son varios los factores que inciden directamente en la forma de esta curva, tales son: el número de piso, la cantidad de vanos, regularidad tanto en planta como en elevación, el tipo y propiedades de los elementos estructurales que compongan a la estructura, la altura de entrepiso, entre otros.

Según lo explicado, hacemos referencia que contamos con un edificio de una altura considerable, esta es de 73,6 metros y para indicar adecuadamente la relación entre la Capacidad de cedencia y la Capacidad última de la estructura, podemos observar que el primer punto de influencia donde cambia de pendiente la curva, tenemos un desplazamiento alrededor de 0,17 metros, es decir, puede alcanzar un gran desplazamiento horizontal antes de comenzar a plastificar.

## Sobre Resistencia y Ductilidad de la Estructura

Analizando la misma gráfica de la curva de capacidad, podemos encontrar la sobre resistencia y ductilidad de la estructura. Para tomamos los valores del cortante último ( $V_u$ ) y el cortante de diseño ( $V_d$ ). Según la curva de capacidad tenemos que el Cortante último alcanzado por el análisis de pushover donde la estructura llega a su capacidad máxima es de **32200 KN** y alcanza un desplazamiento de 0,30 metros, mientras que nuestro cortante de diseño ( $V_d$ ) fue de **27451,20KN** que corresponde al **85,25%** del Cortante último, con el cual se alcanza un desplazamiento de 0,17 metros.

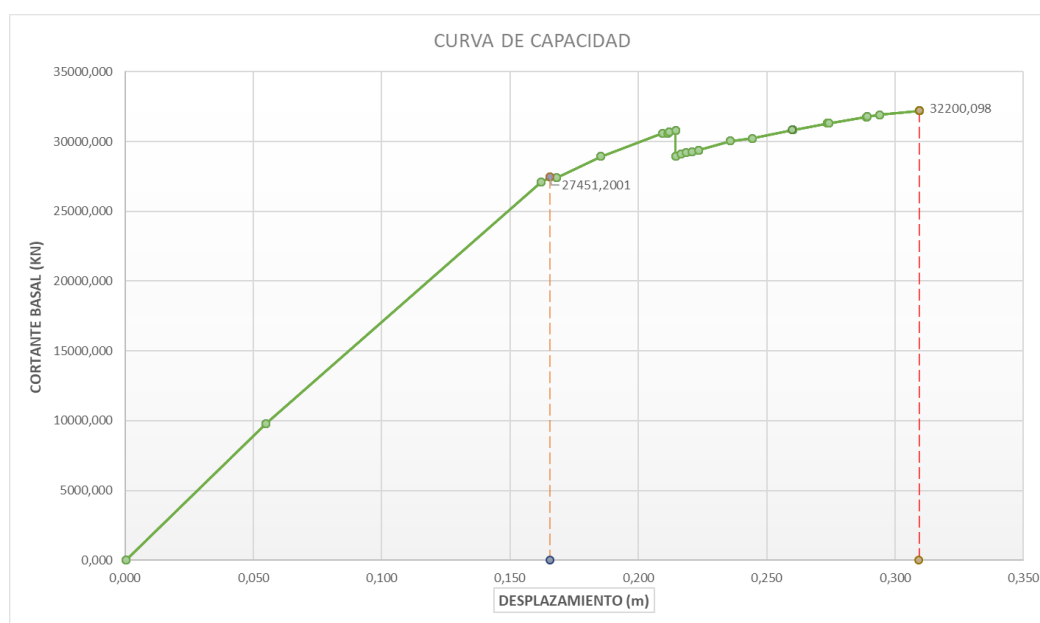


Figura 88.- Curva de capacidad con valores de Cortantes  
Fuente: ETABS

Por lo tanto, la sobre resistencia de la estructura es de:

$$S = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (5.1)$$

$$S = \frac{32200 \text{ KN}}{27451,20 \text{ KN}} = 1,17$$

Mientras que la ductilidad alcanzada por la estructura es:

$$\mu = \frac{\partial_u}{\partial_y} \quad (5.2)$$

$$\mu = \frac{0,30}{0,17} = 1.76$$

### Punto de Desempeño de la estructura

El valor del punto de desempeño fue obtenido a partir de la curva de capacidad y el espectro de diseño, empleando el análisis realizado en el programa ETABS, aplicando el FEMA 440, donde se obtuvieron las siguientes gráficas y resultados.

La siguiente figura nos muestran el punto de desempeño o desplazamiento máximo de la edificación ante el sismo de diseño, este punto se halla en la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda y representa el máximo desplazamiento posible para el nivel de desempeño deseado.

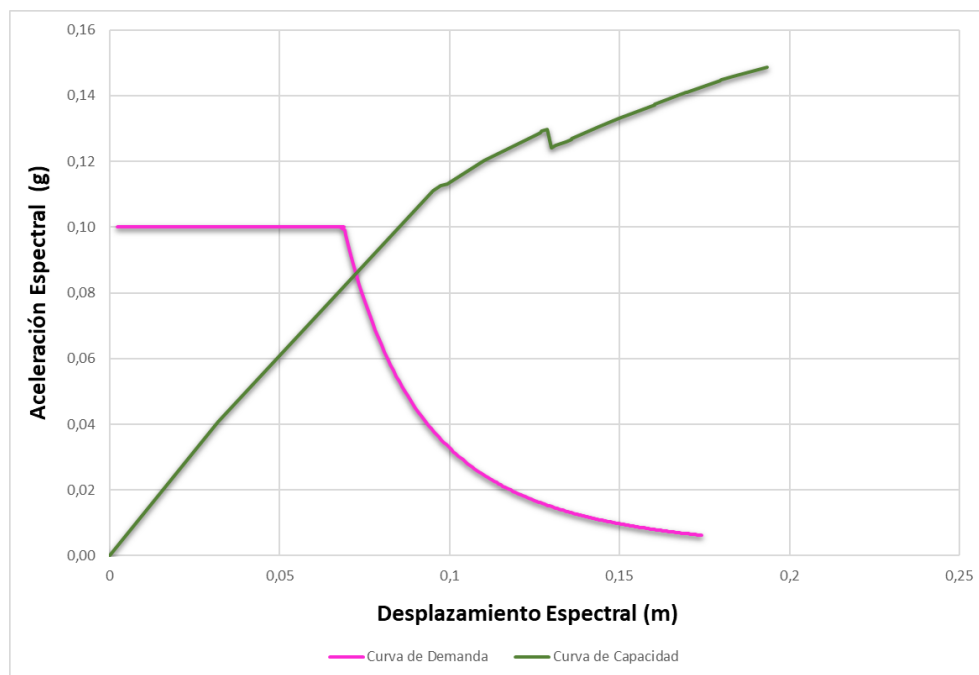


Figura 89.- Punto de desempeño de la estructura, por el FEMA 440  
Fuente: ETABS

Como se puede observar, el punto de desempeño se encuentra antes de alcanzar su etapa de máxima resistencia (cortante basal máximo), es decir la estructura es capaz de soportar el movimiento sísmico de diseño, por ende, la estructura no ha sufrido gran degradación de rigidez y resistencia, y no se han producido deformaciones permanentes. El punto de desempeño fue de 0,16 metros para una aceleración espectral de 0.11(g).

Además, se tendrá un desplazamiento espectral  $S_d=0.09\text{m}$ , un periodo efectivo de 2,46 segundos el cual es mayor al periodo diseñado, lo que quiere decir que en la estructura puede haber un cierto daño, sobre todo en la viga de la tercera planta (Como se observa en la figura 85), y se ha perdido un poco de rigidez debido a esto, por ende, el amortiguamiento aumenta y la demanda tiene que disminuir. En los resultados obtenidos se alcanzó un amortiguamiento del 13,5%.



# CAPÍTULO 6

## 6 Conclusiones.

En este documento se desarrolló el análisis y diseño sismorresistente de una edificación de 20 pisos donde se detallaron procedimientos de cálculo de las dimensiones de secciones y cálculo de acero de refuerzo para cada uno de los elementos estructurales. Además, se desarrolló una metodología para realizar análisis no lineales de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de La Construcción –Peligro Sísmico (NEC-SE-DS).

A continuación, se presentan las conclusiones encontradas a partir de los resultados obtenidos del análisis realizado:

- Se realizó el prediseño y diseño de la estructura basándose las normas NEC-SE-HM, NEC-SE-DS, ACI 318S-14, para obtener un diseño sismorresistente comprobado mediante un análisis sísmico modal espectral. Donde para el prediseño de las vigas las cuales llegan a tener una longitud mayor a 9 metros, se realizó el método del portal para encontrar los esfuerzos ejercidos por el sismo y con este poder encontrar las dimensiones de las mismas. Una vez obtenidas estas dimensiones fueron comprobadas mediante el análisis espectral, estas se pueden observar en la Tabla LXII donde se aprecia que las dimensiones de vigas se mantienen casi constantes en todos los pisos, siendo estas dimensiones de 650mmx750mm. En cuanto a las columnas al realizar el prediseño se obtuvieron dimensiones de columnas menores (Tabla LV) a las dimensiones definitivas tal como se muestra en la Tabla LXX donde podemos observar que la dimensión menor de la columna se mantiene constante en todos los pisos. Para el diseño definitivo de las secciones de las columnas se realizó el aumento de sección debido a que al momento de realizar el análisis de diseño no se cumplía con la relación de capacidad columna/capacidad viga, por ende, se aumentaron las dimensiones de las columnas que no cumplían hasta llegar a unas dimensiones adecuadas, que cumplieran con dicha relación. Se obtuvieron dimensiones de 1500mm x 700mm para los primeros pisos, luego cada cuatro pisos se fue disminuyendo su sección más larga, hasta llegar a los últimos cuatro pisos con una sección de 1000mm x 700mm.
- Una vez que se obtuvieron todas las comprobaciones necesarias de dimensiones, se procedió al diseño del acero de refuerzo para las vigas y las columnas, tanto refuerzo longitudinal como a cortante, donde para las vigas del piso 11B, se obtuvieron cuantías de alrededor del 1% en los extremos, mientras que para la parte central de la viga se obtuvieron cuantías del 0.5% para el refuerzo longitudinal. Para las columnas se mantiene una cuantía alrededor del 1,2% para todo el edificio.
- Para los muros del edificio se utilizaron muros de 300mm de espesor para los muros exteriores de los tres primeros pisos con una longitud de 3,50 metros, mientras que para los muros de escaleras y ascensores se utilizaron muros de 500mm de espesor, llegando a tener una longitud mayor de 8 metros. Los espesores y longitudes de los muros se mantienen constantes en toda su altura.

- Una vez que se obtuvo el diseño final de los elementos estructurales, tanto como las secciones y cuantías de acero, se realizaron las verificaciones de capacidad para verificar que la estructura cumple para todos los requisitos de diseño sismorresistente.
- La edificación muestra un buen desempeño al tener la capacidad de disipación de energía de la misma, por medio de la formación de las rótulas plásticas. Durante el análisis no lineal realizado se observó que cuando la edificación alcanza su punto de desempeño o desplazamiento máximo se formaron rótulas en las vigas, tal como se lo esperaba según los criterios de diseño recomendados por la Norma NEC y ACI, por lo tanto, se concluye que la edificación cumple con el criterio columna fuerte-viga débil.
- El desempeño sismorresistente de la estructura con un sistema dual de Pórticos Especiales Resistentes a Momento con Muros de corte, destinado para departamentos de vivienda, debido al sismo de diseño, se obtuvo un nivel de desempeño de seguridad de vida y estabilidad estructural, lo que quiere decir que se protege la seguridad de la vida humana, sin embargo, existirán pérdidas económicas.
- Con los datos obtenidos, mediante el análisis estático no lineal en la tabla CXXI se observa que la estructura cuenta con 2376 posibles formaciones de rótulas, sin embargo, solo se alcanzó a formar una sola rótula en una viga del tercer piso, la cual está dentro del rango próximo al colapso, lo que quiere decir que la sección llegó a romper ya que alcanzó su deformación última; esta rótula logro formar con un cortante de **29383,38 KN** que corresponde al **91,25%** de **Vu** y un desplazamiento de 0,22 metros, mientras que el resto de las rótulas se encuentran en el rango de fisuración.
- En la evaluación realizada al edificio partiendo de la demanda impuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), para un sismo de diseño, se obtuvo un buen desempeño respecto al punto de control, eso nos indica que la norma sismorresistente NEC-SE-DS, es conservadora, por lo que se cumple con el No Colapso de la estructura.
- De acuerdo a la curva de capacidad podemos darnos cuenta que la estructura se encuentra en el rango lineal hasta que se alcanza el cortante de diseño  $V_d$ . A partir de este punto se observa un ablandamiento significativo de la respuesta, sin embargo, según el resultado del cálculo realizado, se obtuvo que la estructura tiene una ductilidad global de 1,76, cuando la NEC-SE-HM y la NEC-SE-DS, recomiendan una ductilidad de  $R/2$ , lo que quiere decir que para nuestra estructura deberíamos contar con una ductilidad mínima de 4. Esto significa que uno o algunos de los elementos estructurales han fallado antes de que se alcance el desplazamiento máximo para el cual fue diseñada la edificación, esta es un 4% de la altura de la edificación, es decir 2,94 metros.
- Ya que nuestra ductilidad calculada es de 1,76 lo que quiere decir que no se alcanzó la ductilidad requerida, ya que el análisis de pushover realizado a la estructura llega hasta un cierto punto de análisis y no va más allá. Sin embargo, como se observó tanto en la tabla CXXI de formación de rótulas como en las figuras 85 y 86, que la rótula que se encuentra en el nivel (CP) es en la viga, es decir que la sección de viga llegó a romper, pero no se puede concluir que debido

a esto la estructura en general llegue a colapsar y no pueda llegar a la ductilidad recomendada.

- El análisis de segundo grado para edificaciones altas es un poco complicado ya que se requiere alcanzar grandes deformaciones, además, este criterio está acorde a lo que indica la “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras” en las desventajas de este tipo de análisis no funciona adecuadamente, donde menciona que el análisis de pushover no funciona bien para estructuras altas o complejas.
- Finalmente, se concluye que la edificación cumple con las solicitudes y con los parámetros de desempeño establecidos para una estructura esencial, ya que a que en general no sufre daños severos, por lo tanto, será capaz de seguir resistiendo las cargas de gravedad luego del movimiento sísmico.

# CAPÍTULO 7

## 7 Bibliografía.

- [1] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Estructuras de Hormigón Armado”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-HM, Quito, Ecuador., 2015.
- [2] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-DS, Quito, Ecuador., 2015.
- [3] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Cargas (No Sísmicas)”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-CG, Quito, Ecuador., 2015.
- [4] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”. Quito, Ecuador., 2016.
- [5] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”. Quito, Ecuador., 2016.
- [6] ACI 318-14. “Building Code Requirements for Structural Concrete”, ACI Committee 318, American Concrete Institute, USA.
- [7] ATC-40, Seismic Evaluation and retrofit for Earthquake resistance., 2004.
- [8] FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency., 2000.
- [9] ASCE standard ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers., 2014.
- [10] Guerra, M: Diseño sísmico resistente de edificios utilizando ETABS, Quito 2013.
- [11] Mc. Cormac, J. C., & Brown, R. H.: Diseño de Concreto reforzado, México 2011.
- [12] Bairán, J.: Hoja de Cálculo Interaction diagrams N-M (version 3), Barcelona 2016
- [13] Danilo Saavedra O.: Hojas de Cálculo para ingenieros civiles: Diagrama de Iteración para Columnas de Hormigón
- [14] López, O. A., & Del Re Ruíz, G.: Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado, (2008).